

30-0108/5



PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
BRAUNSCHWEIG

3300 Braunschweig, den

Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton  
bei sehr tiefen Temperaturen

Teil 5: Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

Dipl.-Ing. J. Scheuermann

August 1986

BIBLIOTHEK  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Gefördert von der Stiftung Volkswagenwerk Az.: I/38 044

Postsendungen:  
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52  
Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d  
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher:  
391 5421  
Ortskennzahl 0531  
Kommt keine Verbindung zustande  
bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:  
Montag bis Freitag 9 - 16 Uhr

# Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

## Gliederung

- Teil 1      Problemstellung und Versuchsprogramm
- Teil 2      Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe
- Teil 3      Innerer Zwang in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen infolge Abkühlung
- Teil 4      Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen
- Teil 5      Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen
- Teil 6      Verformungsverhalten von Wandausschnitten bei tiefen Temperaturen
- Teil 7      Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

## Inhaltsverzeichnis

- 1        EINLEITUNG
- 2        PLANUNG UND DURCHFÜHRUNG DER VERSUCHE
  - 2.1      Versuchsprogramm
  - 2.2      Form und Abmessung der Dehnkörper
  - 2.3      Baustoffe
  - 2.4      Herstellung der Versuchskörper
    - 2.4.1    Betonieren
    - 2.4.2    Lagerung
  - 2.5      Versuchseinrichtung
  - 2.6      Meßverfahren und Messungen
    - 2.6.1    Kraftmessung
    - 2.6.2    Dehnungsmessung
    - 2.6.3    Rißbreitenmessung
    - 2.6.4    Rißdetektoren
    - 2.6.5    Temperaturmessung
    - 2.6.6    Registrierung der Meßdaten
  - 2.7      Versuchsdurchführung
- 3        INNERE ZWANGBEANSPRUCHUNG DER DEHNKÖRPER INFOLGE  
         ABKÜHLUNG
  - 3.1      Vorbemerkungen
  - 3.2      Zwangspannungen vor und bei Erstrißbildung
  - 3.3      Zwangdehnungen vor und bei Erstrißbildung
  - 3.4      Innerer thermischer Zwang der Dehnkörper infolge Ab-  
         kühlung - Berechnungsergebnisse
  - 3.5      Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs bei  
         der Auswertung der Dehnversuche
- 4        VERSUCHSERGEBNISSE
  - 4.1      Maßgebende Zugkraft
  - 4.2      Innerer thermischer Zwang der Dehnkörper infolge Ab-  
         kühlung
  - 4.3      Normalkraft-Dehnungsverlauf
  - 4.4      Änderung der Dehnsteifigkeit durch Rißbildung
  - 4.5      Stahlspannungen entlang der Stabachse

- 4.6 Rißbildung
  - 4.6.1 Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung
  - 4.6.2 Entwicklung des Rißbildes
  - 4.6.3 Rißabstände
  - 4.6.4 Rißbreiten
- 5 MODELL ZUR BESCHREIBUNG VON VERFORMUNG UND RISSBILDUNG VON STAHLBETONZUGSTABEN BEI TIEFEN TEMPERATUREN
  - 5.1 Vorbemerkungen
  - 5.2 Zentrische Betonzugfestigkeit
  - 5.3 Materialkennwerte bei tiefen Temperaturen
  - 5.4 Mitwirkung des Betons
    - 5.4.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf
    - 5.4.2 Dehnsteifigkeit
  - 5.5 Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stabachse bei niedriger Beanspruchung
    - 5.5.1 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen
    - 5.5.2 Stahlspannung entlang der Stabachse - Vergleich Rechnung und Versuch
  - 5.6 Rißabstände bei abgeschlossener Rißbildung
  - 5.7 Rißbreiten
  - 5.8 Kriterium zur Einrißbildung
    - 5.8.1 Zielsetzung
    - 5.8.2 Rißbildung unter Berücksichtigung des dreidimensionalen Spannungszustands im Bereich der Einleitungslänge
    - 5.8.3 Mitwirkung des Betons im Einrißquerschnitt
- 6 ZUSAMMENSETZUNG
- 7 LITERATUR



## VERWENDETE BEZEICHNUNGEN

### Allgemeines

$R_T$	Raumtemperatur + 20 °C
$T_T$	Tieftemperatur
$\vartheta$	Temperatur

### Stahl

$d_s$	Stabdurchmesser
$A_s$	Stahlquerschnitt
$E_s$	Elastizitätsmodul des Stahles
$f_R$	bezogene Rippenfläche
$R_{p0,2}$	0,2 Dehngrenze
$R_m$	Zugfestigkeit
$A_{10}$	Bruchdehnung
$\beta_s$	Streckgrenze
$\varepsilon_{s\vartheta 0}$	freie thermische Dehnung
$\alpha_{s\vartheta}$	Temperaturausdehnungskoeffizient
$\sigma_{s\vartheta Z}$	innere thermische Zwangspannung
$\bar{\varepsilon}_{s\vartheta Z}$	reine thermische Zwangdehnung
$\sigma_{s\vartheta R}$	temperaturabhängige Stahlspannung im Riß
$\sigma_s$	Stahlspannung

### Beton

$A_b$	Betonquerschnitt
$E_b$	Elastizitätsmodul des Betons
$A_{bef}$	Wirkungszone der Bewehrung
$u_m$	mittlere Feuchte des Betons
$\beta_C$	Zylinderdruckfestigkeit

$\beta_{SZ}$	Spaltzugfestigkeit
$\beta_Z$	zentrische Zugfestigkeit
$\alpha_{b\vartheta}$	Temperaturausdehnungskoeffizient
$\varepsilon_{b\vartheta 0}$	freie thermische Dehnung
$\sigma_{b\vartheta Z}$	innere thermische Zwangsspannung
$\bar{\varepsilon}_{b\vartheta Z}$	reine thermische Zwangdehnung
$\sigma_b$	Betonspannung

### Stahlbeton

$\mu = \frac{A_s}{A_b}$	Bewehrungsgrad
$c$	Betondeckung der Bewehrung
$A_i = A_b + (n - 1) A_s$	ideeller Querschnitt
$n = E_s / E_b$	Verhältnis der Elastizitätsmodule von Stahl und Beton
$\mu_{ef} = \frac{A_s}{A_{bef}}$	effektiver Bewehrungsgrad
$\varepsilon_m$	mittlere Dehnung
$s_{Rme}$	mittlerer Rißabstand bei abgeschlossener Rißbildung
$m$	Rißanzahl
$w_{Rm}$	mittlere Rißbreite
$K_D^I$	Dehnsteifigkeit im Zustand I
$K_D^{II}$	Dehnsteifigkeit im Zustand II
$\tau_v$	Verbundspannungen
$a, B$	Koeffizienten des Verbundgesetzes

## 1 EINLEITUNG

Gegenüber früher rücken wegen aggressiveren Umweltbedingungen und wegen bekanntgewordenen Schäden an Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken die Eigenschaften Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit für die Bauwerke unter den Umweltbedingungen von DIN 1045 in den Vordergrund. Unter Gebrauchsfähigkeit faßt man das Verformungsverhalten und die Rißbildung unter den Kräften der Nutzung und unter lastunabhängigen Einwirkungen im Dauerbetrieb eines Bauwerks zusammen. Zwischen der Gebrauchsfähigkeit und der Dauerhaftigkeit herrscht ein enger Zusammenhang. Das Vermeiden klaffender Risse und die Rißbreitenkontrolle sind neben anderem wichtige Bausteine der Dauerhaftigkeit. Zur Entwicklung von Regeln für die Praxis, mit denen Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit gesichert werden können, entstanden zahlreiche Forschungsvorhaben. Diese verfolgten unterschiedliche Ziele. Zum einen stand das Verformungsverhalten der Bauteile im Vordergrund, zum anderen der Zusammenhang zwischen Rißbildung und Beanspruchung. Bedeutende Fortschritte wurden erzielt, wesentliche Kenntnislücken verbleiben.

Für die Stahlbeton- und Spannbetonbauteile eines zweischaligen LNG-Tanks stellen sich die Probleme Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit in einer veränderten Weise dar als für übliche Bauwerke nach DIN 1045 und DIN 4227, siehe Bild 1.1. Für die der Witterung zugekehrten Flächen der umschließenden Bauteile zylindrische Außenwand, Kuppel und Sohlplatte gelten wohl die Bedingungen der DIN 1045 und DIN 4227 Teil 1. Dabei ist zu beachten, daß diese Bauteile im Regelbetrieb infolge der wechselnden Außentemperatur, vor allem aber wegen des nicht völlig zu unterbindenden Wärmestroms durch die Innendämmschichten thermische Zwänge erfahren. Außenwand und Sohle sind meist vorgespannt. Das eigentliche LNG-Lagerbehältnis ist der Innentank, der entweder in Stahl oder in Spannbeton ausgeführt werden kann. Er ist im Regelbetrieb dauernd und homogen tiefkalt. Nur in Abkühl- und Aufwärmphasen (Füllen, Entleeren) entsteht ein mäßiger Temperaturzwang.

Risse in der Außenwand und Sohle im bestimmungsgemäßen Betrieb sind bei überlegter konstruktiver Durchbildung und Vorspannung vermeidbar, aber darüber hinaus, wenn kontrolliert, nicht besorgniserregend. An den Innenseiten sind stets dem Innenbehälter zugewandte Stahl liner angeordnet, die die Gasdichtigkeit sichern. Von erheblich größerer Bedeutung ist die Rißbildung in Außenwand und Sohle infolge lokalen und globalen Kälteschocks infolge Leckage des Innenbehälters, die als Folge von Last, Zwang und Eigenspannungen entsteht /24, 6/. Der Kälteschock ist einer der möglichen Störfälle. Dabei steht nicht die Dauerhaftigkeit im Vordergrund, sondern die Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit der Bauteile, wenn man ein Einreißen des Liners unterstellt. Die Beherrschung und Beschränkung der Risse durch Armierung und Vorspannung ist also auch zur Kontrolle der Linerdehnung (Linerintegrität) wichtig. Darüber hinaus interessiert die Rißbildung (Breite, Tiefe, Restdruckzone) im Hinblick auf die Dichtigkeit.

Auch bei einem Spannbetoninnentank, der im bestimmungsgemäßen Betrieb die Temperatur des LNG von rd. - 165 °C annimmt, ist eine etwaige Rißbildung für die Flüssigkeitsdichtheit von Bedeutung. Zwar werden heute noch stets innenseitige Nickelstahl liner angewandt, aber es werden bereits Überlegungen über eine ungelinerte Konstruktion angestellt. Risse können infolge von thermischem Zwang beim Befüllen und Entleeren, durch last- und/oder vorspannungsbedingte Spannungsspitzen sowie als Folge von Störfallbelastungen entstehen.

Die Bemerkungen zeigen, daß aus Gründen der Gas- und Flüssigkeitsdichtheit ein dringendes Interesse besteht, die Rißbildung und das Verformungsverhalten in den Spannbeton- und Stahlbetonbauteilen von LNG-Behältern zu studieren und in Rechenmodellen zu erfassen. Dabei können die Bauteile sowohl im transienten als auch im stationären Tieftemperaturzustand beansprucht sein. Vor welcher Ausgangssituation wir bei der Lösung der Aufgaben stehen, wird nachstehend ge-

schildert.

In den letzten Jahren wurden umfangreiche Untersuchungen zum Materialverhalten der Einzelbaustoffe Baustahl, Beton, Bewehrungsstahl und Spannstahl im Tieftemperaturbereich durchgeführt, vgl. z. B. /1/. Der heutige Kenntnisstand zum Verbundverhalten von einbetoniertem Bewehrungsstahl wird in /3/ dargelegt. Hierüber wurde bereits im 4. Teil des Abschlußberichtes dieses Forschungsvorhabens /2/ berichtet.

Während über das Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl über Verbund und über das Riß- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen bei normaler Temperatur zunehmende Erkenntnisse vorliegen, existieren für den Tieftemperaturbereich nur einzelne problemorientierte Arbeiten /4 bis 7, 28/. Eine allgemeingehaltene Lösung ist nur möglich, wenn die Beantwortung folgender Fragen gelingt:

- a) Lassen sich die TT-Verbundgesetze auf Stahlbeton- und Spannbetonbauteile im Zustand II übertragen?
- b) Wie werden die Rißbildung und die Rißbreite durch tiefe Temperaturen beeinflusst?

In dieser Forschungsarbeit werden Ergebnisse von zentrischen Zugversuchen an Stahlbetonstäben vorgestellt. Natürlich ist die unmittelbare Übertragbarkeit der Rißbildung und des Verformungsverhaltens von mittig gezogenen Stahlbetonstäben auf vorgespannte Bauteile nicht gegeben, die noch dazu transient oder stationär temperaturbeansprucht sind. Allerdings wird es mit diesen Versuchen möglich, den Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung und die Verformung (Veränderung der Dehnsteifigkeit) von zentrisch beanspruchten wirksamen Betonzugzonen darzustellen, gleichsam als Baustein für ein umfassenderes Ingenieurberechnungsmodell.

## 2 PLANUNG UND DURCHFÜHRUNG DER VERSUCHE

### 2.1 Versuchsprogramm

Aussagen über die Veränderung der Verformungen und der Dehnsteifigkeit infolge tiefer Temperaturen erfordern u. a. Untersuchungen über die Rißentstehung und -entwicklung bis hin zum abgeschlossenen Rißbild. Neben dem Einfluß der Temperatur interessiert dabei der des Bewehrungsgrades.

Die Untersuchungen wurden an zentrisch gezogenen und doppelsymmetrisch bewehrten Stahlbeton-Dehnkörpern durchgeführt. In 8 Zugversuchen wurden folgende Versuchsvariablen berücksichtigt:

- Prüftemperatur:  $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}; - 100 \text{ }^{\circ}\text{C}; - 165 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Bewehrungsgrad:  $\mu = 1,01 \text{ } \%; 1,53 \text{ } \%; 1,94 \text{ } \%$
- Stabdurchmesser:  $d_s = 16 \text{ mm}; 22 \text{ mm}$

Die Lagerung der Dehnkörper erfolgte versiegelt durch Folie, wobei allerdings bei einem Dehnkörper (Prüftemperatur  $- 165 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ) ein baupraktisch natürliches Trocknen an einer Seitenfläche (Schmalseite) gestattet wurde. Einen Überblick über die bei den Versuchen variierten Parameter gibt Tab. 2.1.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Zugversuche an den Stahlbetonstäben sowie mit den TT-Verbundgesetzen von /2, 3/ wird eine für den Tieftemperaturbereich realistische Beschreibung des Verformungsverhaltens von Stahlbetonbauteilen unter Längszug aufgestellt.

## 2.2 Form und Abmessung der Dehnkörper

Die Dehnkörper wiesen eine einheitliche Länge von 3,50 m und einen Querschnitt von 20 x 40 cm<sup>2</sup> auf. Der Bewehrungsgrad, der wesentliche Parameter des Versuchsprogramms, betrug  $\mu = 1,01 \%$ ; 1,53 % und 1,94 %. Dabei wurde handelsüblicher Betonstahl BSt 420/500 RU  $\varnothing 16$  mm und  $\varnothing 22$  mm verwendet. Bei allen Dehnkörpern wurde eine einheitliche Betondeckung der Bewehrung  $c = 2 d_s$  gewählt. Innerhalb der Meßlänge übernahmen 2 innenliegende Leitern die Lagesicherung der Längsbewehrung, da bei Verwendung von Bügeln eine Vorzeichnung des Rißbildes nicht auszuschließen ist.

Der Meßbereich mußte auf die mittleren 1,50 m der Dehnkörper beschränkt werden, da an jedem Ende rd. 90 cm zur Einleitung der Zugkräfte benötigt wurden. Die Einleitung der Zugkräfte übernahmen neben der Hauptbewehrung dünne Zulagestäbe, so daß in diesem Bereich die Beanspruchung der durchgehenden Längsstäbe um ca. 50 % verringert werden konnte. Nur bei den RT-Versuchen wurden Haupt- und Zulagebewehrung an der Stirnplatte verschweißt, bei TT-Versuchen verbietet die Sprödbbruchgefahr diese Art der Verankerung. Bei diesen Versuchen wurden Haupt- und Zulagebewehrung hinter den Stirnplatten in hochfestem Beton ( $\beta_w \sim 65$  N/mm<sup>2</sup>) über Verbund verankert. Durch enge Verbügelung der Längsbewehrung in den Einleitungs- und Verankerungsbereichen konnte hier das Auftreten von Längsrissen und Sprengbrüchen verhindert werden.

Um die Rißbildung und Rißbreitenentwicklung auch in der geschlossenen Kältekammer bei tiefen Temperaturen an zumindest einigen definierten Stellen studieren zu können, wurden innerhalb des inneren Meßbereiches je Dehnkörper 2 Sollrißstellen vorgesehen. Die Querschnittsschwächung im Sollriß wurde nicht durch eine äußere umlaufende Kerbung sondern durch ein innenliegendes dünnes Stahlblech realisiert. Die Bleche ließen einen äußeren Betonrand mit einer Breite von rd. 3  $d_s$  stehen.

Die Bewehrungspläne der Dehnkörper sowie die Ausbildung der Sollrisse zeigen die Bilder 2.1 bis 2.3, die Querschnittswerte enthält Tab. 2.2.

Die Wirkung der Bewehrung im Hinblick auf Rißabstand und -breite erstreckt sich nur auf eine beschränkte Zone um den Stab /8/. Die Ausdehnung dieser Zone hängt mit der Ausbreitung der Betonzugspannungen durch die Verbundwirkung zusammen. Die Höhe der Wirkungszone gerippter Bewehrung kann man aus dem Bereich der kleinen Rißabstände im Rißbild ableiten, diese wird üblicherweise mit  $h_{ef} = c + 8d_s$  angenommen, vgl. /9/. Für die Beschreibung von Rißabstand und Rißbreite mit den bei RT verwendeten Ansätzen muß der Bewehrungsgrad auf die Wirkungszone der Bewehrung  $A_{bef}$  bezogen werden. In Bild 2.4 sind Wirkungszone und effektive Bewehrungsgrade für die Dehnkörper angegeben.

### 2.3 Baustoffe

Bei den Versuchen wurden die Baustoffe verwendet, über deren Tieftemperatureigenschaften bereits im Teil 2 dieses Forschungsvorhabens /1/ berichtet worden ist, nämlich:

Beton - PZ-Beton B 25 mit einem Mischungsverhältnis  
1 : 6,4 : 0,8 GT

Betonstahl - BSt 420/500 RU  $\emptyset$  16 mit  $f_R = 0,072$   
BSt 420/500 RU  $\emptyset$  22 mit  $f_R = 0,076$

Die Betonzusammensetzung und einige mechanische Eigenschaften bei RT sind in Tabelle 2.3 enthalten. Zu den in /1/ dargestellten Ergebnissen können nur geringe Unterschiede festgestellt werden. Somit ist eine Übertragung der TT-Prüfergebnisse und der analytischen Beschreibungen der mechanischen Materialkenngrößen auf die Dehnkörper gerechtfertigt.



In /1/ wurden Materialuntersuchungen an Bewehrungsstählen BSt 420/500 RU mit  $d_s = 16$  mm vorgestellt. Für den hier neben dem mit  $d_s = 16$  mm verwendeten Bewehrungsstab mit  $d_s = 22$  mm liegen noch keine TT-Prüfergebnisse vor. Tabelle 2.4 enthält eine Gegenüberstellung der mechanischen Kennwerte der beiden Bewehrungsstäbe bei RT. Diese stimmen mit den in /1/ ermittelten überein, so daß auch für den Bewehrungsstahl eine Übertragbarkeit der TT-Prüfergebnisse sowie der analytischen Beschreibungen der mechanischen Materialkenngrößen aus /1/ auf die Dehnkörperversuche gegeben ist.

Im folgenden werden die wesentlichen Rechenansätze aufgeführt, mit denen die analytische Beschreibung des Materialverhaltens von Beton und Betonstahl bei tiefen Temperaturen ermöglicht wird:

### 1. Betonstahl

#### - Elastizitätsmodul

$$E_{s\vartheta} = E_{so} + \frac{E_{so}}{10} \left( 1 - \frac{\vartheta + 170}{190} \right) \quad (1)$$

mit  $E_{so}$ : Elastizitätsmodul bei RT

#### - Streckgrenze

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{so} + \Delta\beta_s \left( 1 - \sqrt{\frac{\vartheta + 170}{190}} \right) \quad (2)$$

mit  $\beta_{so}$ : Streckgrenze bei RT

$$\Delta\beta_s \approx 300 \text{ N/mm}^2$$

#### - thermische Dehnung

$$\alpha_{s\vartheta} = \left( \frac{\vartheta + 273,15}{3181 \cdot 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7,59}} \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (3)$$

## 2. Beton

- Betonfeuchte

$$u_m = \frac{G(t) - G_{tr}}{G_{tr}} 100 \quad [\text{M. - \%}] \quad (4)$$

mit  $G(t)$ : Gewicht der Probe nach der Lagerung

$G_{tr}$ : Gewicht der Probe nach Trocknung bei 105 °C

- Elastizitätsmodul

$$E_{b\vartheta} = E_{bo} + 4u_m \frac{20 - \vartheta}{190} \quad (5)$$

mit  $E_{bo}$ : Elastizitätsmodul bei RT

- Zylinderdruckfestigkeit

$$\beta_{C\vartheta} = \beta_{Co} + 12u_m \left[ 1 - \left( \frac{\vartheta + 170}{170} \right)^2 \right] \quad (6)$$

mit  $\beta_{Co}$ : Zylinderdruckfestigkeit bei RT

- Spaltzugfestigkeit

$$\beta_{SZ\vartheta} = 0,43 \beta_{C\vartheta}^{2/3} \quad (7)$$

- thermische Dehnung

Eine einheitliche Formulierung des thermischen Dehnverhaltens von Beton ist noch nicht gelungen. Für mittlere Betonfeuchten (Lagerung bei 20 °C und 65 % r. F. oder versiegelt in Folie) kann nach /10/ die Temperaturdehnzahl und die thermische Dehnung von Beton im Bereich tiefer Temperaturen in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor angegeben werden:

$$\alpha_{b\vartheta} = \left( \frac{273 + \vartheta}{6,55 \cdot w \cdot 10^{-10}} \right)^{(0,088 - \frac{w}{100})} \cdot 10^{-6} \quad [^{\circ}\text{C}^{-1}] \quad (8)$$

$$\epsilon_{b\vartheta} = \alpha_{b\vartheta} (\vartheta - 20) \quad (9)$$

Für feuchte Betone muß noch auf Versuchsergebnisse zurückgegriffen werden.

## 2.4 Herstellung der Versuchskörper

### 2.4.1 Betonieren

Der Bewehrungskorb wurde vorgefertigt. Durch die Verwendung von Leitern zur Aufnahme der Trennbleche konnte auf Abstandhalter innerhalb der Meßlänge verzichtet werden. Um nach der Betonage eine Montage der Stirnplatten zu ermöglichen, erfolgte die Lagefixierung der Haupt- und Zulagebewehrung über Schablonen. Bild 2.5 zeigt einen Bewehrungskorb.

Die Schalung bestand aus kunststoffbeschichteten Schaltafeln. In die vorgefertigten Schalungen wurden die Bewehrungskörbe aufrecht eingesetzt, d. h. das Einfüllen des Betons erfolgte über eine Schmalseite. Die Schalung mit eingelegter Bewehrung für 2 Dehnkörper zeigt Bild 2.5.

Je Betonage konnten 4 Dehnkörper hergestellt werden. Der Beton wurde in einem 350 l-Zwangsmischer hergestellt und lagenweise in die Schalung eingebracht. Die Verdichtung des Betons erfolgte mit Innenrüttlern.

Bei jeder Betonage wurden Begleitkörper - Würfel mit 20 cm Kantenlänge und Zylinder mit  $\varnothing 15$  cm,  $h = 30$  cm - hergestellt, um Druck-, Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul der Betone nach DIN 1048 nach 28 Tagen und bei Versuchsdurchführung zu bestimmen, s. Tab. 2.3.

#### 2.4.2 Lagerung

Die Lagerung der Dehnkörper entsprach der bei der Bestimmung der TT-Materialkennwert angewandten, vgl. /1, 2/. 24 Stunden nach Herstellung wurde die Seitenschalung entfernt. Die Dehnkörper lagerten dann bis zum Alter von 7 Tagen unter feuchten Tüchern. Im Anschluß daran wurden sie entsprechend den vorgesehenen Lagerungsbedingungen bis zur Versuchsdurchführung im Alter von mehr als 150 Tagen gelagert.

Lagerungsbedingungen:

- bei 7 Dehnkörpern: vollständige diffusionsdichte Versiegelung durch Folien
- bei 1 Dehnkörper: Versiegelung durch Folien, wobei eine Schmalseite frei blieb, so daß hier eine baupraktische natürliche Trocknung möglich war.

Zur Versiegelung wurden die Körper zuerst eng mit Aluminiumfolie und anschließend in eine selbstklebende PVC-Folie eingewickelt. Wie Begleitversuche zeigten, konnte damit eine Veränderung des Feuchtezustandes während der Lagerungsdauer nahezu vollständig verhindert werden.

Die versiegelten Dehnkörper lagerten bis zur Versuchsdurchführung in der Prüfhalle bei rd. 20 °C und ca. 70 % r. F..

#### 2.5 Versuchseinrichtung

Der Bau eines gesonderten Versuchsstands wurde erforderlich, um die Dehnkörper im Versuchsstand geregelt auf die Prüftemperatur abzukühlen und im Zugversuch bei ausgeglichenem Temperaturfeld geregelt zu belasten. Der Versuchsstand ist in Bild 2.6 dargestellt. Er umfaßt folgende Bauteile: Prüfrahmen mit biegesteifen Konsolen, Hydraulikzylinder, Zugglieder mit Kugelkalotten und Kraftmeßdosen an den Verankerungen sowie die Kältekammer.

Die Kältekammer besitzt folgende Innenabmessungen:  $5,00 \times 0,70 \times 0,65 \text{ m}^3$ . Sie erlaubt das gleichzeitige und geregelte Abkühlen der Dehnkörper sowie der Koppelkonstruktion. Die Prüftemperatur kann in der Kältekammer in der gewünschten Höhe zwischen  $+ 20 \text{ }^\circ\text{C}$  und ca.  $- 190 \text{ }^\circ\text{C}$  eingestellt werden. Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeiten sind frei wählbar. Das Kühlmittel ist Flüssigstickstoff, der mit Hilfe mehrerer Propeller im Kühlraum zerstäubt wird. Leitbleche und 5 unabhängig steuerbare Stickstoffzuführungen bewirken ein gleichmäßiges Umströmen des Körpers durch das Kühlmedium. Sie verhindern auch ein direktes Aufspritzen von Stickstoff auf die Dehnkörper und ermöglichen das Einstellen gleichmäßiger Temperaturen innerhalb der Kältekammer.

Die Zugglieder je Seite bildeten 2 Einzeldraht-Spannglieder SUSPA III (zul  $F = 2 \cdot 849 = 1698 \text{ kN}$ ) mit beidseitigem Koppelanker und einer Länge von ca. 2,0 m. Die Kopplung an die Stirnplatten und an die Widerlager erfolgte über Koppelspindeln M 52 mit Sonderlänge. Die Durchdringungen der Spannglieder durch die Kältekammer wurden, um Kühlmittelverluste zu verhindern, mit Isolierschaum abgedichtet.

Zur Verankerung der Koppelspindeln wurden an den Stirnflächen der Dehnkörper ca. 80 mm starke Stirnplatten erforderlich. Diese Stirnplatten mußten neben der Verschraubung der Koppelspindeln die Verankerung der Längsbewehrung ermöglichen. Bei den RT-Versuchen wurden die Haupt- und Zulagebewehrung durch die Stirnplatte geführt und hinter dieser durch parallel aufgeschweißte Stabenden und durch eine angepunktete Fußplatte verankert. Bei den TT-Versuchen übernahm dies ein hinter den Stirnplatten angeordneter Betonklotz. Die Verankerung der Längsbewehrung erfolgte in diesem Fall durch Verbund. Die Verankerungsarten sind in Bild 2.7 dargestellt.

Die Widerlager des Prüfrahmens bestehen aus je 2 Konsolen, die biegesteif an die Längsträger des Prüfrahmens angeschlossen sind sowie aus quer vor den Konsolen liegenden An-

kerbarren, die durch zusammengespannte einzelne Stahlbleche gebildet werden. Diese Ankerbarren erlauben eine genaue zentrische Justierung der Verankerungen. Die Verankerungen der Zugglieder, gebildet aus Ankerschrauben, Kugelkalotten und Kraftmeßdosen, stützen sich über Ankerplatten auf den Ankerbarren ab, siehe Bild 2.7.

Die Ankerbarren sind am Festlager gelenkig mit den Konsolen verbunden. Auf der anderen Seite lagern sie über Rollen beweglich auf den Längsträgern des Prüfrahmens. Mit 2 Hydraulikzylindern (je 1000 kN), die horizontal an den Konsolen angeschraubt sind, können diese beweglichen Ankerbarren verschoben und somit die Zugbelastung der Dehnkörper aufgebracht werden. Durch die Verwendung von 2 Hydraulikzylindern und je 2 biegeweichen Zuggliedern ist die zentrische Zugbelastung realisierbar. Über die Steuerung der einzelnen Zylinder können geringe Exzentrizitäten ausgeglichen werden.

Um die Biegebeanspruchung und damit die Verformung des Prüfrahmens möglichst gering zu halten, wurden die Dehnkörper im Versuchsstand liegend geprüft. D. h. sie wurden gegenüber der Lage beim Herstellen um 90° gedreht, siehe Bild 2.6.

## 2.6 Meßverfahren und Messungen

### 2.6.1 Kraftmessung

Die Kraftmessung erfolgte über 4 Ringkraftmeßdosen C6 (Hersteller: Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH) mit einer Nennlast von 1000 kN. Die Meßsignale der Kraftmeßdosen am beweglichen Ankerbarren wurden mit Meßverstärkern auf Digitalvoltmeter übertragen, so daß während der Versuchsdurchführung die zentrische Zugbeanspruchung der Dehnkörper überprüft werden konnte.

### 2.6.2 Dehnungsmessung

Die Dehnungen des Bewehrungsstahles und des Betons wurden an definierten Stellen mit Dehnmeßstreifen (DMS) gemessen. Die mittlere Dehnung - über die Meßlänge von 1500 mm - wurde mit induktiven Wegaufnehmern erfaßt. Die Lage der Meßsysteme ist den Bildern 2.7 und 2.9 bis 2.11 zu entnehmen.

Zur Messung der Stahldehnungen wurden auf zwei, im Querschnitt diagonal gegenüberliegenden Stäben, je 12 bzw. je 13 tieftemperaturgeeignete Cu-Ni-DMS (KFL-1-C1-11 der Firma Kyowa) angeordnet. Um dabei den Verbund möglichst wenig zu stören, wurden die DMS im Bereich der Längsrippe aufgeklebt, so daß die Rippenfläche im Bereich der Meßpunkte nicht verändert wurde. Zum Schutz und zur Isolierung wurden DMS und Lötstellen mit nichtklebender Teflonfolie und mit tieftemperaturgeeignetem Schutzmaterial abgedeckt. Die Anordnung der DMS erfolgte im und symmetrisch zum jeweiligen Sollriß, so daß in den Einleitungsbereichen beiderseits der Sollrisse ein Meßraster von 5 mm bzw. 2,5 mm gegeben war.

Die Betondehnungen wurden mit DMS mit einer Gitterlänge von 60 mm (LP 21 der Firma Hottinger) gemessen. Wegen der größeren scheinbaren Dehnung dieser DMS im Tieftemperaturbereich, mußten diese mit tieftemperaturelastischem Abdeckmaterial isoliert werden, so daß kleine regelungstechnisch bedingte Temperaturschwankungen ohne Einfluß auf das Meßergebnis blieben. Die Beton-DMS wurden in den Mittenlinien aller Seitenflächen an den Sollrissen und mittig zwischen den Sollrissen angeordnet.

Die Ermittlung der mittleren Dehnung über die Risse hinweg erfolgte mit induktiven Wegaufnehmern W5K der Genauigkeitsklasse 0,5 der Firma Hottinger. Die Basislänge betrug 1500 mm. Als Meßstangen dienten Invarstäbe  $\varnothing$  6 mm mit Unterstützung. Wegen der geringen thermischen Dehnung dieses Stahls konnten geringe Temperaturschwankungen das Meßergebnis nicht verfälschen. Die Meßbasen zur Ermittlung der

mittleren Dehnung waren um ca. 5 cm versetzt, so daß durch etwaige Rißbildungen an den Befestigungspunkten der Wegaufnehmer ein vollständiger Ausfall der redundant ausgelegten Meßsysteme ausgeschlossen werden konnte. Die mittlere Dehnung wurde an den Seitenflächen genau über den mit DMS bestückten Bewehrungsstäben ermittelt.

### 2.6.3 Rißbreitenmessung

Zur Bestimmung der Rißbreiten in der geschlossenen Kältekammer bei Tieftemperatur wurden selbstentwickelte Rißbreitenmesser verwendet. Bei früheren Versuchen wurden auch industriell gefertigte, induktive Wegaufnehmer eingesetzt. Diese zeigten aber bei mehrmaliger Abkühlung unter extremen Bedingungen (schnelles Abkühlen oder Aufheizen) eine größere Störanfälligkeit bis zum Totalausfall.

Der Rißbreitenmesser besteht i. w. aus zwei Teilen, vgl. Bild 2.12:

1. Federstahl, der in einer Nut in einem Messingfuß eingesetzt und verlötet wurde.
2. Taststift, der in einem Messingfuß geführt und durch eine Feststellschraube fixiert wird.

Bei diesen Versuchen wurde ein Federstahl von 0,3 mm Dicke, 45 cm Höhe und 10 mm Breite gewählt. Die Bauhöhe des Rißbreitenmessers beträgt 50 mm. Diese Konstruktion läßt einen max. Meßweg von  $\pm 2,5$  mm zu. Auf der Innen- und Außenseite des Federstahls wurde je ein tieftemperaturgeeigneter DMS (Cu Ni) aufgeklebt. Die DMS wurden als Halbbrücke geschaltet, so daß jeder DMS zu gleichen Teilen zur Brückenverstimmung beiträgt. Da die Widerstandsänderung, bauart- und temperaturbedingt, nichtlinear mit der Wegänderung verläuft, müssen für jeden Rißbreitenmesser eigene Kennlinien für die Prüftemperaturen ermittelt werden. Dazu wurde der jeweilige



Rißbreitenmesser auf eine Eichvorrichtung aufgeklebt, die sich in einer Kältekammer befand. Das entsprechende Meßgestänge wurde nach außen an eine Micrometerschraube geführt, mit der der Sollweg eingestellt wurde. Die so ermittelten Kennlinien (K-Faktor) wurden bei der Auswertung berücksichtigt. Der Eichvorgang wurde vor und nach jedem Versuch wiederholt. Es zeigte sich auch nach mehrmaligem Einsatz eine befriedigende Konstanz der Kennlinien.

Die Rißbreitenmessung innerhalb der geschlossenen Kältekammer ist nur an den Sollrißstellen möglich. Daher wurden die RW-Messer vor dem Versuch mit einem TT-Kleber über die entsprechenden Sollrißstellen geklebt; der Federstahl wurde durch den Taststift vorgespannt. Die Lage der RW-Meßsysteme kann den Bildern 2.9 bis 2.11 entnommen werden.

#### 2.6.4 Rißdetektoren

Zur Registrierung des Entstehens von Rissen wurden Rißdetektoren auf Graphitbasis eingesetzt, die über einen Verstärker einer Vielstellenmeßanlage abgefragt wurden.

Ein Rißdetektor besteht aus einer dünnen Leiterbahn aus Graphit von 10 mm Breite und 150 mm Länge. An den Enden befindet sich jeweils ein Anschlußplättchen aus Messing mit einem Anschlußdraht für die elektrische Zuleitung.

Parallel zu den einzelnen 10 k $\Omega$ m Widerständen der Meßbasis wurde ein 120  $\Omega$ m Widerstand (DMS) geschaltet. Dadurch wurde der Einsatz der Vielstellenmeßanlage mit einem Meßverstärker für DMS, in Viertel-Brücken-Schaltung möglich, siehe Bild 2.12. Die Abfrage erfolgte nach dem Aufbringen der einzelnen Laststufen mit einer Meßzeit von ca. 1s/Meßpunkt.

Beim Auftreten eines Risses, der einen Rißdetektor quert, steigt dessen Widerstand bis auf einige 100 k $\Omega$ m an. Die Brückenverstimmung nimmt entsprechend zu und wird über den

Meßverstärker auf einem Drucker zur Anzeige gebracht.

Durch Verschachtelung dieser Leiterbahnen auf der Betonoberfläche des Dehnkörpers kann der Ort eines Risses auf  $\pm 2,5$  cm genau bestimmt werden, vgl. Bilder 2.9 bis 2.11.

#### 2.6.5 Temperaturmessung

Die Kontrolle der angestrebten eigenspannungsfreien Abkühlung der Dehnkörper, die Überwachung der Prüftemperatur und die Temperaturkompensierung der DMS erforderte die laufende Temperaturmessung im Prüfkörper. Zur Temperaturmessung wurden Eisen-Konstantan-Thermoelemente verwendet. Mit diesen wurde unmittelbar neben der Meßlänge von 1500 mm die Verteilung der Betontemperatur über den Querschnitt gemessen und innerhalb der Meßbasis die Temperatur des Bewehrungsstahls. Die Lage der Thermoelemente kann den Bildern 2.9 bis 2.11 entnommen werden.

In Vorversuchen an einem 1 m langen Betonstab mit einem Querschnitt  $20 \times 40$  cm<sup>2</sup> wurden die zulässige Abkühlgeschwindigkeit und die erforderliche Temperaturhaltezeit zur Homogenisierung festgelegt. Bei einer Abkühlgeschwindigkeit von 0,2 °C/min ergeben sich in den Symmetrieachsen der Dehnkörper maximale Temperaturdifferenzen von  $\Delta T < 15$  °C, in den Diagonalen sind diese etwas größer, vgl. Bild 2.13. Die hieraus resultierenden Eigenspannungen sind gering. Sie führen zu keiner Vorschädigung der Dehnkörper. Die Abkühlgeschwindigkeit wurde bei allen Versuchen einheitlich mit 0,2 °C/min festgelegt. Die Haltezeiten zur Erzielung einer homogenen Prüftemperatur betrug bei - 165 °C rd. 2 Std., bei - 100 °C rd. 3,5 Std.

#### 2.6.6 Registrierung der Meßdaten

Die Daten der Kraft-, Weg- und Dehnungsmessungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlage erfaßt, auf einem Analogrechner zwischengespeichert und anschließend für die Auswertung zur Großrechenanlage weitergeleitet. Die gleichzeitige Abfrage und Registrierung aller Meßdaten (Meßzyklus) erfolgte bei vorgegebenen Beanspruchungsstufen, s. Abschn. 2.7.

Zur Steuerung der Zugkräfte und zur Festlegung der Meßzyklen wurden die Daten der Kraftmessung und die der mittleren Dehnungsmessung neben der Erfassung durch die Vielstellenmeßanlage auf Digitalvoltmetern angezeigt und kontinuierlich über Linien schreiben aufgezeichnet. Durch diese Aufzeichnungen konnten zusätzlich zu den Meßsignalen der Rißdetektoren Hinweise zu Rißbildungen am Dehnkörper erhalten werden. Plötzlicher Kraftabfall und spontane Dehnungszunahme zeigten das Entstehen neuer Risse bzw. einen Rißfortschritt an.

Die Meßsignale der Rißdetektoren wurden über einen gesonderten Meßschrank erfaßt. Dieser erlaubte die digitale Anzeige einzelner Meßsignale sowie die nahezu gleichzeitige Abfrage und Aufschrieb aller Meßsignale. Eine vollständige Abfrage und Registrierung aller Meßsignale erfolgte mehrmals bei jedem Meßzyklus und zur Überprüfung möglicher Rißbildungen zwischen den Meßzyklen.

Die Temperaturen jedes Thermoelementes wurden auf einem Phillips-multipoint-data-recorder (PM 8237A) kontinuierlich über die Zeit als Linien aufgezeichnet. Parallel war auch ein digitaler Aufschrieb der gemessenen Temperaturen möglich.

## 2.7 Versuchsdurchführung

Sobald der Prüfkörper eine homogene Temperatur aufwies, wurde er in der Kältekammer in vorgegebenen Laststufen belastet. Bei Erreichen des jeweils vorgegebenen Lastniveaus wurde der Kolbenweg der Pressen solange konstant gehalten, bis die Abfrage und Registrierung aller Meßwerte (Meßzyklus) abgeschlossen war. Wurden dabei Veränderungen einzelner Meßsignale erkannt, wurde der Zyklus wiederholt, bis sich alle Meßergebnisse stabilisiert hatten.

Die vorgegebenen Laststufen sollten folgende Kriterien berücksichtigen:

- ca. 4 Meßzyklen vor Erreichen der Erstrißlast
- Meßzyklen zwischen der Bildung neuer Risse, zur Ermittlung von Ergebnissen zwischen oberer und unterer Einhüllenden der Kraft-Verformungskennlinien
- Meßergebnisse bis zum Erreichen der Stahlfließgrenze.

Die vorgegebenen Schrittweiten der Belastung wurde unterbrochen, sobald über die kontinuierlich aufgezeichneten Last-Zeit- und Dehnungs-Zeit-Werte bzw. über die Rißdetektoren das Auftreten eines Risses erkannt wurde. Bei den TT-Versuchen war die Rißbildung auch akustisch hörbar. Bei jedem erkannten Riß wurde der augenblickliche Kolbenweg festgehalten und ein vollständiger Meßzyklus durchgeführt. Nach Erreichen des abgeschlossenen Rißbildes, wenn sich innerhalb der Meßlänge keine neuen Ein- oder Trennrisse mehr bildeten, wurden noch 4 bis 5 Laststufen bis zum Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung gefahren.

Während der Versuchsdurchführung wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Temperaturverteilung im Betonquerschnitt und Temperatur an den Meßstellen der Bewehrungsstäbe
- Normalkraft an der Krafteinleitung und am Widerlager

- Gesamtdehnung des Dehnkörpers über die Meßbasis von 1,50 m an 4 diagonalversetzten Meßstellen
- Betondehnung
- Stahldehnung im Bereich der Sollrißquerschnitte und außerhalb dieser Bereiche
- Entwicklung der Rißbreite an den Sollrißstellen
- Rißentwicklung innerhalb der Meßlänge von 1,50 m.

### 3 INNERER THERMISCHER ZWANG

#### 3.1 Vorbemerkungen

Wie bereits im Teil 3 dieses Forschungsvorhabens /2/ nachgewiesen wurde, muß im Tieftemperaturbereich die sonst im Stahlbetonbau übliche Voraussetzung der gleichen Temperaturdehnzahl von Beton und Betonstahl fallengelassen werden. Zwischen den thermischen Dehnungen des Betonstahls und des Betons können bei tiefen Temperaturen beträchtliche Unterschiede auftreten, die vor allem von der Betonfeuchte abhängen. In Stahl- und Spannbetonbauteilen können diese Dehnungsdifferenzen zwischen Beton und Stahl im Zustand I nicht auftreten. Die aus der Wirkung des Verbundes hervorgerufene Behinderung der freien thermischen Dehnungen führt zu einem inneren Zwang, der eine erhebliche Vorbelastung des Verbundes darstellt und in zusätzlichen Stahlzugspannungen (Selbstvorspannung) und Betondruckspannungen resultiert.

In /4/ wurde bereits aufgezeigt, daß eine analytische Nachrechnung der Versuchsergebnisse zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei TT nur dann gelang, wenn der innere thermische Zwang bei den Berechnungen berücksichtigt wurde. Da die analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in /2/ nur für unbelastete Stahlbetonkörper hergeleitet wurde, wird im folgenden die Übertragung dieser Beschreibung auf zentrisch gezogene Stahlbetonstäbe aufgezeigt und erforderliche Erweiterungen vorgenommen. Mit diesen Berechnungsgleichungen wird die Größe des inneren thermischen Zwangs der Dehnkörper ermittelt. Die Rechenergebnisse werden später den Meßwerten gegenübergestellt.

### 3.2 Zwangsspannungen vor und bei Erstrißbildung

Bei der Beschreibung der Zwangsspannungen und deren Einfluß auf die Spannungsverteilung von zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben werden die Bezeichnungen von /2/ verwendet. Eine schematische Darstellung der Spannungsverläufe zeigt Bild 3.1. Diese Darstellung und die folgende Beschreibung basiert auf folgenden Voraussetzungen:

- ideal-elastisches Werkstoffverhalten
- Dehnungsebenheit der Querschnitte
- starrer Verbund für die Bereiche mit Zustand I
- keine Einflüsse aus der Einleitung äußerer Kräfte (gültig für den Bereich der Meßlänge der Dehnkörper).

Vor dem Zugversuch wirken nach Erreichen der Prüftemperatur ( $T$ , homogenes Temperaturfeld) infolge der unterschiedlichen Temperatúrausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl folgende Zwangsspannungen:

$$\sigma_{sz} = \frac{E_s \vartheta}{1 + \mu \cdot n_s} [\epsilon_{bz0} - \epsilon_{sz0}] \quad (10)$$

$$\sigma_{bz} = -\sigma_{sz} \cdot \mu \quad (11)$$

Nach Einstellen der Prüftemperatur wird der Prüfkörper über langsam ansteigende Zugkräfte  $N$  beansprucht. Vor der Bildung erster Risse, Zustand I, ergibt sich im Dehnkörper innerhalb der Meßlänge folgender Spannungszustand:

$$\sigma_{sn}^I = \sigma_{sz} + \sigma_{sn}^I \quad (12)$$

$$\sigma_{bn}^I = \sigma_{bz} + \sigma_{bn}^I < \beta_{z\vartheta} \quad (13)$$

mit den lastabhängigen Spannungen

$$\sigma_{sn}^I = \frac{N}{A_s} \frac{n_s \mu}{1 + n_s \mu}$$

$$\sigma_{bn}^I = \frac{\sigma_{sn}^I}{n_s}$$

Bei Erreichen der Betonzugfestigkeit  $\sigma_{bz}^I = \beta_{z\vartheta}$  reißt der Querschnitt durch. Im Rißquerschnitt werden die thermischen Zwangsspannungen vollständig abgebaut. Im Riß stellen sich somit bei Erstrißbildung folgende Beton- und Stahlspannungen ein:

$$\sigma_{s\vartheta R}^I = \frac{N_R^I}{A_s} = \frac{1+n\vartheta\mu}{\mu} (\beta_{z\vartheta} - \sigma_{bz}^I) \quad (14)$$

$$\sigma_{b\vartheta R}^I = 0$$

Außerhalb des Rißquerschnittes und der beidseitig anschließenden Einleitungsbereiche  $l_1$  herrscht wieder der Zustand I. Mit fortschreitender Rißbildung werden die Zwangsspannungen entlang der Stabachse zunehmend abgebaut.

### 3.3 Zwangdehnungen vor und bei Erstrißbildung

Die Dehnungsverteilung innerhalb der Meßlänge der Dehnkörper entspricht, solange der elastische Bereich der Baustoffe nicht verlassen wird, den zuvor dargestellten Verteilungen der Spannungen. Bei der Beschreibung des Dehnungszustandes nach der Abkühlung der Dehnkörper sind allerdings zusätzlich die Anteile aus der freien thermischen Dehnung zu berücksichtigen. Diese erzeugten wegen der zwangsfreien Lagerung der Probekörper keine Zwangsspannungen. Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.1 dargestellten Voraussetzung stellt sich im Zustand I bei Beanspruchung durch tiefe Temperaturen und äußere Zugkräfte innerhalb der Prüflänge der Dehnkörper folgender Dehnungszustand ein:

$$\begin{aligned} \epsilon_{s\vartheta}^I &= \epsilon_{s\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z} + \epsilon_{sN}^I \\ &= \alpha_{s\vartheta} \cdot \Delta\vartheta + \frac{1}{1+n\vartheta\mu} (\epsilon_{b\vartheta 0} - \epsilon_{s\vartheta 0}) + \frac{\sigma_{sN}^I}{E_{s\vartheta}} \end{aligned} \quad (15)$$



$$\begin{aligned}\epsilon_{b\vartheta}^I &= \epsilon_{b\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta Z} + \epsilon_{bN}^I \\ &= \alpha_{b\vartheta} \cdot \Delta\vartheta - \frac{n\vartheta\mu}{1+n\vartheta\mu} (\epsilon_{b\vartheta 0} - \epsilon_{s\vartheta 0}) + \frac{\sigma_{bN}^I}{E_{b\vartheta}}\end{aligned}\quad (16)$$

mit:

$$\begin{aligned}\Delta\vartheta &= \vartheta - 20 \\ \epsilon_{s\vartheta}^I &= \epsilon_{b\vartheta}^I \\ \epsilon_{s\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta Z} &= \epsilon_{b\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}\end{aligned}$$

Bei Ribbildung verschwinden im Ribquerschnitt die Dehnungen aus innerem thermischen Zwang  $\bar{\epsilon}_{s\vartheta Z}$  und  $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}$ . Im Rib werden die resultierenden Dehnungen aus den freien thermischen Dehnungen und aus den Dehnungen infolge äußerer Last gebildet:

$$\epsilon_{s\vartheta}^{II} = \epsilon_{s\vartheta 0} + \epsilon_{sN}^{II} = \alpha_{s\vartheta} \cdot \Delta\vartheta + \frac{\sigma_{sN}^{II}}{E_{s\vartheta}} \quad (17)$$

für den Erstriß ist  $\sigma_{sN}^{II} = \sigma_{s\vartheta R}^I$

$$\epsilon_{b\vartheta}^{II} = \epsilon_{b\vartheta 0}, \quad \epsilon_{bN}^{II} = 0$$

### 3.4 Innerer thermischer Zwang der Dehnkörper infolge Abkühlung - Berechnungsergebnisse

Mit den in Abschn. 2.3 angegebenen Werkstoffkennwerten für RT und mit den Ansätzen für die TT-Materialkennwerte liegen die Eingangsgrößen zur Auswertung der Gln. (10) und (11) vor. Das freie thermische Dehnverhalten des Betons  $\epsilon_{b\vartheta 0}$  wurde in Begleitversuchen bestimmt und kann Bild 3.2 entnommen werden. Die Berechnungsergebnisse der Zwangspannungen sind in Tab. 3.1 zusammengefaßt. Im Mittel wächst bei - 165 °C infolge der unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl die Stahlzwangspannung bis nahe 100 N/mm<sup>2</sup> (Zug) an, der Beton erhält eine Vorspannung von ca. - 1,0 bis - 2,0 N/mm<sup>2</sup> (Druck). Während der Bewehrungsgrad auf die Größe der Stahlzwangspannung einen nur untergeordneten Einfluß ausübt, besteht zwischen Betonzwangspannung und Bewehrungsgrad eine direkte Proportionalität.

### 3.5 Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs bei der Auswertung der Dehnversuche

Bei stationärer Prüftemperatur können wegen der verschieblichen Lagerung der Prüfkörper die freien thermischen Dehnungen infolge Abkühlung bei der Versuchsauswertung unberücksichtigt bleiben. Ein äußerer Zwang entsteht nicht. Dagegen muß der innere Zwang infolge des unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl erfaßt werden, da er nicht mehr vernachlässigbare Zwangsspannungen hervorruft.

Wie bereits in /1, 2/ beschrieben, ist die Messung der freien thermischen Dehnungen von Beton und Stahl sowie der Zwangdehnungen bei Abkühlung von Stahlbetonkörpern sehr aufwendig. Dies ist bisher nur in Begleitversuchen und an geeigneten Probekörpern gelungen. Auf eine Messung dieser Dehnungen während des Abkühlvorganges mußte daher bei den Dehnversuchen verzichtet werden. Allerdings können die inneren thermischen Zwangdehnungen mittelbar aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden, obwohl nach Abkühlung der Dehnkörper und vor Beginn des Zugversuchs ein Null-Abgleich aller Meßkanäle vorgenommen worden war. Diese Auswertung erfolgt in Abschn. 4.2.

Wegen des Null-Abgleichs vor Beginn des Zugversuchs sind bei der Auswertung der Meßergebnisse folgende Effekte infolge inneren thermischen Zwangs zu berücksichtigen:

- mittlere Dehnung  $\epsilon_m$

Die Betondehnungen infolge inneren thermischen Zwangs sind in den Meßergebnissen enthalten. Hier ist eine Verschiebung des Dehnungsursprungs vom Nullpunkt um das Maß der Betonzwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{bZ}$  in den Druckbereich erforderlich.

- Betondehnung  $\epsilon_b$

Hier gilt gleiches wie für die mittlere Dehnung.

- Stahldehnung  $\epsilon_s$

Die Vorspannung der Bewehrung infolge inneren thermischen Zwangs ist in den Meßergebnissen nicht enthalten. Sie muß nachträglich den Meßergebnissen überlagert werden.

- Rißbreitenmessung

Im Rißquerschnitt verschwindet der innere thermische Zwang. Er hat somit keinen Einfluß bei der Rißbreitenmessung.

Mit den oben dargestellten Beziehungen der Dehnungen und Spannungen gelingt die Angabe folgender Einflüsse auf die Rißbildung zentrisch gezogener Stahlbetonkörper, die ausschließlich aus der Wirkung des inneren thermischen Zwangs hervorgerufen werden:

- Durch den inneren thermischen Zwang werden Stahlbetonteile vorgestaucht, so daß die Erstrißkraft um den Betrag der Betonzwangskraft erhöht wird. Die temperaturabhängige Erstrißlast kann wie folgt angeschrieben werden:

$$N_{R\vartheta}^1 = \left[ \beta_{Z\vartheta} + \frac{\mu E_{s\vartheta}}{1 + n_{\vartheta} \mu} (\epsilon_{b\vartheta 0} - \epsilon_{s\vartheta 0}) \right] \frac{A_s}{\mu} (1 + n_{\vartheta} \mu) \quad (18)$$

Einen entsprechenden Zuwachs erfährt die Stahlspannung im Riß, vgl. Gl. (14).

- Dagegen wird der Stahlspannungssprung bei Rißbildung  $\Delta \sigma_s = \sigma_s^{II} - \sigma_s^I$  durch den inneren Zwang nicht beeinflusst.
- Beim Zusammenbruch des inneren thermischen Zwangs durch Rißbildung zieht sich der Stahl im Riß um das Maß der thermischen Zwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{s\vartheta Z}$  zusammen, der Beton dehnt sich zusätzlich mit  $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}$ .

## 4 VERSUCHSERGEBNISSE

### 4.1 Maßgebende Zugkraft

Bei den Versuchen wurde die Zugkraft am aktiven und am passiven Widerlager mit je 2 Kraftmeßdosen gemessen. Der Unterschied zwischen der Zugkraft am aktiven Widerlager  $N_A$  und der am passiven Widerlager  $N_P$  war bei allen Versuchen sehr gering. Beispielhaft ist dieses Ergebnis in Bild 4.1 dargestellt. Die gewählte Auflagerung der Dehnkörper in der Kältekammer auf gefetteten Rollenlagern bewirkte also auch bei tiefen Temperaturen nur sehr geringe Reibungsverluste. Für die weitere Auswertung ist es somit gerechtfertigt, die am aktiven Auflager gemessene Zugkraft als maßgebende zu betrachten.

Zwischen den beiden gemessenen Kräften am Widerlager (2 Zugstangen, s. Bild 2.7) trat dagegen ein systematischer Unterschied auf, wenn an beiden Dehnkörperseiten die gleiche Dehnung erreicht werden sollte. Dieser Unterschied resultiert i. w. aus der gewählten Betonierrichtung und der vorgenommenen Art der Frischbetonverdichtung. Hierdurch wurde das Verbundverhalten der Stäbe beeinflusst, das sich in einer geringeren Dehnsteifigkeit der beim Betonieren oben liegenden Stäbe äußerte. Auf den Einfluß der unterschiedlichen Steifigkeiten wird später noch eingegangen.

### 4.2 Innerer thermischer Zwang der Dehnkörper infolge Abkühlung

Wie bereits in Abschn. 3 geschildert, können die inneren thermischen Zwangdehnungen nicht direkt gemessen werden. Allerdings ist auf der Basis der Stahldehnungen in den Sollrissen und mit der gemessenen Zugkraft eine rechnerische Ermittlung der Zwangbeanspruchung möglich.

Bild 4.2 zeigt den prinzipiellen Zusammenhang zwischen Zugkraft und Stahldehnung, und zwar zum einen für die Meßergebnisse der Dehnmeßstreifen im Riß und zum anderen für das theoretische Ergebnis bei Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs. Die beiden Kurvenzüge sind um das Maß der Stahlzwangdehnung  $\bar{\epsilon}_{s\varnothing Z}$  versetzt. Somit kann nach vollständigem Durchreißen des Sollrißquerschnitts aus der Differenz der Stahldehnung im Riß  $\epsilon_{sR}^{II}$  (DMS) und der aus der Normalkraft berechneten Stahldehnung  $N/(A_s E_s)$  die Stahlzwangdehnung ermittelt werden:

$$\bar{\epsilon}_{s\varnothing Z} = \frac{N}{A_s E_s} - \sigma_{sR}^{II} \text{ (DMS)} \quad (19)$$

Mit Hilfe der ermittelten  $N$ - $\epsilon_{sR}$ -Diagramme kann diese Lösung zur Bestimmung der thermischen Zwangbeanspruchung anschaulich dargestellt werden. Verlängert man den im Zustand II nahezu linearen Verlauf der  $N$ - $\epsilon_{sR}$ -Linien, so schneidet diese Gerade die Abzisse ( $N = 0$ ) links vom Nullpunkt im Abstand  $-\bar{\epsilon}_{s\varnothing Z}$ . Dieser Weg ist beispielhaft für zwei Versuche, Prüftemperaturen  $+ 20^\circ\text{C}$  und  $- 100^\circ\text{C}$ , in Bild 4.3 dargestellt. Die Ergebnisse der an 4 unterschiedlichen Meßstellen ermittelten Stahldehnungen in den Sollrissen weisen im Zustand II gewisse Streuungen auf. Diese sind zum einen auf die unterschiedliche Betonfeuchteverteilung in großen Betonkörpern und der daraus resultierenden unterschiedlichen inneren thermischen Zwangbeanspruchung und zum anderen auf die nicht genaue zentrische Lage der DMS im Rißquerschnitt zurückzuführen. Die Bestimmung einer für jeden Dehnkörper maßgebenden mittleren Zwangbeanspruchung erfolgt auf Basis der Mittelwerte dieser Meßergebnisse. Für die Versuche bei RT ist die Zwangbeanspruchung nahezu 0.

Die aus den Ergebnissen der TT-Versuche ermittelten Zwangbeanspruchungen sind in Tab. 4.1 zusammengefaßt. Der innere thermische Zwang ruft eine nur geringe Vorspannung der Dehnkörper hervor. Im Mittel erreichen die Stahlzwangspannungen

ca. 50 N/mm<sup>2</sup>, die Betonzwangsspannungen liegen bei ca. - 1,0 N/mm<sup>2</sup>. Die hieraus resultierenden Gesamtverformungen der Dehnkörper sind sehr gering ( $\bar{\epsilon}_{b\sigma Z} < 0,04 \text{ ‰}$ ) und können daher in der Regel vernachlässigt werden.

Ein Vergleich zwischen den Ergebnissen der Berechnung, s. Tab. 3.1, und denen der Versuche, s. Tab. 4.1, zeigt, daß die Berechnung den Zwang überschätzt. Der Grund hierfür liegt in der Problematik der Bestimmung der freien thermischen Dehnung des Betons an verhältnismäßig kleinen Probekörpern in Begleitversuchen, vgl. hierzu /2/.

Im weiteren werden bei der Darstellung der Versuchsergebnisse, soweit erforderlich, die thermischen Zwangsspannungen nach Tab. 4.1 verwendet. Beim analytischen Nachweis wird der Einfluß des inneren thermischen Zwangs über die Berechnungsgleichungen nach Abschn. 3 berücksichtigt. Dabei wird das realistische thermische Dehnverhalten des Betons der Dehnkörper eingeführt. Dies entspricht einer etwa 50 %-igen Abminderung der Ergebnisse der Tab. 3.1.

#### 4.3 Normalkraft-Dehnungsverlauf

Wegen der in den Dehnversuchen angewendeten Steuerung der Beanspruchung - das Konstanthalten des Kobenwegs der Hydraulikzylinder nach Erreichen der Rißlasten zur Abfrage der Meßsysteme, vgl. Abschn. 2.7 - unterscheiden sich die Verläufe der aufgezeichneten  $N-\epsilon_m$ -Linien nach Rißbildung von jenen bei exakter Kraft - oder Dehnwegsteuerung. Beim kraftgesteuerten Dehnversuch nimmt beim Auftreten eines Risses die mittlere Dehnung sprunghaft zu, die  $N-\epsilon_m$ -Linien zeigen im Bereich der Rißbildung den typischen treppenförmigen Verlauf. Bei weggesteuertem Dehnversuch fällt dagegen beim Auftreten eines Risses die Normalkraft ab, die  $N-\epsilon_m$ -Linien zeigen den typischen zackenförmigen Verlauf.

Wird nun der Kolbenweg beim Auftreten eines Risses konstant gehalten, so wird wegen des elastischen Verhaltens der Zugglieder und wegen der Steifigkeitsabnahme des Dehnkörpers sowohl die Normalkraft abnehmen als auch die mittlere Dehnung zunehmen. Bild 4.4 zeigt schematisch die  $N-\epsilon_m$ -Verläufe bei kraft- und verformungsabhängiger Beanspruchung sowie bei der hier angewendeten Steuerung über den Kolbenweg. Unabhängig von der Art der Beanspruchung weisen die Reißkräfte eine gemeinsame obere Hüllkurve auf. Unterschiede ergeben sich lediglich im Verlauf darunter.

In den Bildern 4.5 bis 4.12 sind die Verläufe der Zugkräfte über den mittleren Dehnungen (über Risse hinweg, Basis 1,50 m) dargestellt. Auf der Ordinate wurde die auf den Nennquerschnitt der Bewehrung  $A_s = A_{s1} + A_{s2}$  bezogene Normalkraft  $N/A_s$  aufgetragen. Die mittleren Dehnungen  $\epsilon_m$  wurden aus den Wegmessungen an den Seitenflächen gemittelt. Außerdem sind die  $\sigma_s-\epsilon_s$ -Linien des "nackten" Bewehrungsstahles gestrichelt eingezeichnet. Der Dehnungsunterschied  $\Delta\epsilon = \epsilon_s - \epsilon_m$  gibt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen an.

Der Verlauf der  $N/A_s-\epsilon_m$ -Linien ist für alle Dehnversuche prinzipiell gleich. Tiefe Temperaturen bewirken keine qualitativen Veränderungen. Mit Erreichen der Betonzugfestigkeit in einem der Sollrißquerschnitte endet der Zustand I. Bei weiterer Laststeigerung reißt auch der 2. Sollriß durch. Wegen der größeren Betonzugfläche treten Risse außerhalb der Sollrißbereiche erst bei höheren Beanspruchungen auf. Jeder weitere Riß entsteht unter einer höheren Last, wobei der Kraftanstieg mit sinkender Prüftemperatur und mit steigendem Bewehrungsgrad zunimmt.

Aus der Steigung der Belastungsäste der  $N-\epsilon_m$ -Linien, die bei Belastungssteigerung und der damit verbundenen fortschreitenden Reißbildung immer flacher ausfällt, kann die Veränderung der Dehnsteifigkeit der Versuchskörper abgelesen werden. Diese Belastungsäste weisen i. w. gegen den Koordina-

tenursprung. Dies gilt für die TT-Versuche nur in Näherung, da der innere thermische Zwang eine Vorstauchung der Dehnkörper bewirkt, vgl. Abschn. 3.5, die hier allerdings vernachlässigbar ist, vgl. Abschn. 4.2.

Bei sieben Dehnversuchen konnte die temperaturabhängige Streckgrenze des Bewehrungsstahls erreicht werden. Beim Versuch DK2 ( $\vartheta = -165\text{ °C}$ ) brach ein Bewehrungsstab bei ca. 75 % der kalten Streckgrenze. Der Versuch mußte vorzeitig abgebrochen werden. Bruchauslösend waren aufgepunktete Thermolemente. Bereits der geringe Einbrand beim Aufpunkten bewirkte einen Sprödbbruch, vgl. Bild 4.13. Allerdings war die Rißbildung vor dem Bruch weitgehend abgeschlossen.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug nimmt mit zunehmender Beanspruchung ab. Nach abgeschlossener Rißbildung nähert sich die  $N/A_s - \epsilon_m$ -Linie der  $\sigma_s - \epsilon_s$ -Linie des Bewehrungsstahles. Die in diesem Bereich noch auftretenden Zacken im Normalkraft-Dehnungsverlauf sind nicht auf die Bildung neuer Risse innerhalb der Meßlänge von 1,50 m zurückzuführen. Hier reißen die Einleitungsbereiche ein. Durch die damit verbundene weitere Veränderung der Dehnsteifigkeit des Versuchskörpers ergibt sich infolge der zuvor beschriebenen Versuchssteuerung ein Kraftabfall. Die Dehnungen innerhalb der Meßlänge bleiben hiervon unberührt.

Zur Beschreibung des Einflusses der Prüftemperatur und des Bewehrungsgrades auf die Mitwirkung des Betons sind die Versuchsergebnisse in den Bildern 4.14 bis 4.16 einander gegenübergestellt. Bei RT stellt sich der bekannte Zusammenhang ein: bei kleiner werdenden Bewehrungsgraden  $\mu$  nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zu, sie bleibt bis zum Erreichen der Streckgrenze erhalten. Dieser Zusammenhang ändert sich auch bei TT nicht. Allerdings fällt die Mitwirkung wesentlich deutlicher aus, wobei auch der Bewehrungsgrad einen ausgeprägteren Einfluß ausübt. Bei der Interpretation der Bilder 4.14 und 4.15 sollte der geringfügig kleinere E-Modul des Bewehrungsstahles der Ver-



suchskörper mit  $\mu = 1,94 \%$  ( $\varnothing 22 \text{ mm}$ ) beachtet werden. Der Einfluß tiefer Temperaturen führt zu einer sehr deutlichen Steigerung der Mitwirkung des Betons und der Steifigkeit der Dehnkörper. Diese Steigerung ist bei  $\vartheta = -100 \text{ }^{\circ}\text{C}$  schon nahezu vollständig erreicht, eine darunter liegende Temperatur übt nur noch einen geringen Einfluß aus. Diese Beobachtung steht im Einklang mit der temperaturabhängigen Veränderung der Betonzugfestigkeit, deren tieftemperaturbedingte Steigerung bei  $-80 \text{ }^{\circ}\text{C}$  weitgehend abgeschlossen ist, vgl. /1/.

Der Einfluß einer einseitigen Austrocknung auf den mittleren Verlauf der  $N-\varepsilon_m$ -Linien bei TT ist gering. Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen fällt etwas geringer aus als bei vollständiger Versiegelung. In Bild 4.17 sind die Meßergebnisse der mittleren Dehnung je Seite des Versuchskörper DK3 gegenübergestellt. Hier zeigt sich deutlich, daß auf der natürlich ausgetrockneten Seite die Mitwirkung des Betons geringer ist als auf der versiegelten Seite. Die Dehnsteifigkeit verringert sich bei Ribildung auf der ausgetrockneten Seite schneller. Auch hier steht das Versuchsergebnis im Einklang mit der Tieftemperaturzugfestigkeit des Betons, die bei trockeneren Proben geringer ausfällt als bei feuchten.

#### 4.4 Änderung der Dehnsteifigkeit durch Ribildung

Die rechnerische Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonbauteils im Zustand I ist:

$$\begin{aligned} K_{D\vartheta}^I &= E_{b\vartheta} \cdot A_{i\vartheta} \\ &= E_{b\vartheta} \cdot A_b [1 + (n_{\vartheta} - 1)\mu] \end{aligned} \quad (20)$$

Durch Einführen der Zugkraft  $N$  und der mittleren Dehnung  $\varepsilon_m$  in Gl. (20) kann die Dehnsteifigkeit aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden:

$$K_{D\vartheta} = \frac{N}{\varepsilon_m} \quad (21)$$

Die Dehnsteifigkeit im Zustand I kann zum einen mit den Meßwerten vor Erstrißbildung über Gl. (21) mit anschließender Mittelwertbildung und zum anderen mit den Querschnitts- und Materialkennwerten über Gl. (20) ermittelt werden (s. Tabelle 4.2). Die Querschnitts- und Materialkennwerte wurden den Tabellen 2.2 und 5.1 entnommen.

Insgesamt gesehen ergibt sich zwischen den Versuchsergebnissen und den Berechnungsergebnissen eine gute Übereinstimmung. Nur beim TT-Versuch DK6 zeigt sich eine größere Diskrepanz. Diese kann auf eine anfängliche Vereisung der Wegaufnehmer zurückgeführt werden. Deshalb wird für diese Versuchskörper die rechnerische Dehnsteifigkeit des Zustandes I zugrundegelegt.

Die mit zunehmender Rißbildung abnehmende Dehnsteifigkeit  $K_D$  der Versuchskörper kann aus den Normalkräften und den Dehnungen der Versuche mit Gl. (21) für  $N > N_R^1$  errechnet werden. Die Ergebnisse sind in Abhängigkeit vom Rißbildungsgrad ( $m/m_e \hat{=}$  Rißanzahl beim betrachteten Zustand/Anzahl der Risse bei abgeschlossener Rißbildung) und von der Prüftemperatur getrennt nach den Bewehrungsgraden in Bild 4.18 dargestellt. Die im Zustand I durch tiefe Temperaturen deutliche Heraufsetzung der Dehnsteifigkeit geht mit fortschreitender Rißbildung verloren. Bei abgeschlossener Rißbildung liegen die Dehnsteifigkeiten bei TT nur noch unbedeutend über denen bei RT.

Der Steifigkeitsgewinn infolge tiefer Temperatur wird im Zustand I durch die tieftemperaturbedingte Vergrößerung des Betonelastizitätsmoduls bewirkt

$$(E_b(-165^\circ\text{C}) \approx 2,0 \div 2,5 E_b(+20^\circ\text{C})),$$

der bei abgeschlossener Rißbildung im wesentlichen durch die des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls

$$(E_s(-165^\circ\text{C}) \approx 1,1 E_s(+20^\circ\text{C})).$$

Die Abminderung der Dehnsteifigkeit durch Ribbildung wird üblicherweise durch den Abminderungsfaktor

$$k_5 = \frac{k_D^{\text{II}}}{k_D^{\text{I}}} \quad (22)$$

angegeben. Die mit Gl. (22) berechneten bezogenen Dehnsteifigkeiten der Versuchskörper sind in Abhängigkeit vom Ribbildungsgrad, Bewehrungsgrad und der Prüftemperatur in Bild 4.19 dargestellt. Die prozentuale Abnahme der Dehnsteifigkeit infolge Ribbildung ist nahezu temperaturunabhängig, dagegen wird diese sowohl bei RT wie bei TT vom Bewehrungsgrad beeinflusst.

Nach /8/ kann die Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben im Bereich abgeschlossener Ribbildung wie folgt ermittelt werden.

$$K_D^{\text{II}} = \frac{\sigma_{sR}^2}{\sigma_{sR}^2 - (\sigma_{sR}^1)^2} A_s E_{s\vartheta} \quad (23)$$

Die zur Berechnung der Steifigkeit  $K_D^{\text{II}}$  erforderlichen Versuchswerte  $\sigma_{sR}$  bei abgeschlossener Ribbildung und  $\sigma_{sR}^1$  liefert Tab. 4.4. Die Steifigkeit bei abgeschlossener Ribbildung kann auch mit Gl. (21) ermittelt werden, wenn in dieser die Normalkraft und die mittlere Dehnung bei Erreichen des stabilisierten Ribbildes nach Tab. 4.4 eingesetzt werden. Gl. (21) lautet dann:  $K_{De} = N_e / \varepsilon_{me}$ . Diese Berechnungsergebnisse der Gln. (21) und (23) sind in Tab. 4.3 dem theoretischen Endwert der Dehnsteifigkeit  $K_{Dgrenz} = A_s \cdot E_{s\vartheta}$  gegenübergestellt. Die Rechenergebnisse der Gln. (21) und (23) zeigen eine gute Übereinstimmung, der Abstand zum Grenzwert ist gering. Dies zeigt an, daß alle Dehnkörper mindestens bis zum Erreichen des stabilisierten Ribbildes beansprucht wurden.

#### 4.5 Stahlspannungen entlang der Stabachse

Die Stahldehnungen entlang der Stabachse wurden an je einem Bewehrungsstab (Meßstab) pro Schmalseite der Dehnkörper gemessen, vgl. Abschn. 2.6.2. Die Aufzeichnung dieser Meßwerte erfolgte bei jeder Laststufe. Mit den in Begleitversuchen ermittelten Elastizitätsmodulen des Bewehrungsstahls, vgl. Abschn. 2.3 und Tab. 5.1, wurden diese Dehnungen zu den Stahlspannungen umgerechnet. Weiter mußten, wie in Abschn. 3 dargelegt, bei den TT-Versuchen die Spannungen aus dem inneren thermischen Zwang nach Tab. 4.1 superponiert werden. Diese Versuchsergebnisse, die Stahlspannungen entlang der Stabachse bei verschiedenen Laststufen zeigen die Bilder 4.20 bis 4.27. Die Darstellungen unterscheiden je Dehnkörper die Versuchsergebnisse der beiden Meßstäbe, da infolge der Betonierrichtung eine Zuordnung für "obere" und "untere" Verbundlagen entsprechend DIN 1045 erforderlich ist.

Bei den Erstrißlasten kann aus den Veränderungen der Stahlspannungen links und rechts der Sollrisse die Einleitung der Stahlzugkräfte in den Beton und damit die Wirkung des Verbunds in Abhängigkeit von Temperatur und Verbundlage deutlich abgelesen werden. Zwischen den Sollrissen herrscht noch Zustand I. Tiefe Temperaturen führen zu einer Verbundversteifung. Die bei RT beobachtete geringere Verbundsteifigkeit von "oberer" gegenüber "unterer" Verbundlage bleibt auch bei TT erhalten.

Bei weiterer Laststeigerung schreitet die Rißbildung fort. Zwischen den Sollrissen bilden sich weitere Risse. Wegen der verhältnismäßig geringen Anzahl an Meßstellen können jetzt die Einleitungsbereiche neben den Rissen nicht mehr eindeutig aus den Versuchsergebnissen angegeben werden. Bei hohen Beanspruchungen ist ein großer Anteil der Mitwirkung des Betons entfallen. Unabhängig von Temperatur und Verbundlage stellt sich ein nahezu gleichmäßiges Stahlspannungsniveau entlang der Stabachse ein.

## 4.6 Rißbildung

### 4.6.1 Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

Die Bilder 4.28 bis 4.35 zeigen die Rißbilder aller Versuchskörper nach Beendigung der Versuche. Es sind alle Seitenflächen dargestellt, wobei sich die Bezeichnung der Seitenflächen an der Lage des Prüfkörpers im Versuchsstand orientiert (die hintere Seitenfläche entspricht der Betonieroberfläche, vgl. Bild 2.6). Risse in den Krafteinleitungsbereichen sind nicht eingezeichnet. Die photographische Dokumentation ist z. T. schon im 3. Zwischenbericht zu diesem Forschungsvorhaben erfolgt, so daß hierauf an dieser Stelle verzichtet werden kann.

Zusätzlich enthalten die Bilder 4.28 bis 4.35 Angaben über die einzelnen Laststufen, bei denen mit den Rißdetektoren an der vorderen und oberen Seitenfläche die Bildung der Risse ermittelt wurde. Aus diesen Angaben wird der Rißbildungsfortschritt erkennbar. Hierüber wird in Abschn. 4.6.2 berichtet.

Die Rißbilder sind bei allen Versuchskörpern ähnlich. Die aufgetretenen Rißformen können wie folgt typisiert werden: Trennrisse, Einrisse und Längsrisse. Nur beim Dehnkörper DK2, bei diesem brach vorzeitig ein Bewehrungsstab, stellte sich in der Umgebung des Bruchquerschnitts des Bewehrungsstabs eine örtliche Zerstörung der Betonstruktur durch intensive Rißbildung ein. Diese bleibt bei der weiteren Betrachtung unberücksichtigt.

Trennrisse verlaufen nahezu normal zur Dehnkörperlängsachse. Neben den beiden Sollrissen haben sich innerhalb der Meßlänge von 1,50 m unabhängig von der Prüftemperatur und vom Bewehrungsgrad noch 3 bis 4 weitere Trennrisse gebildet. Von diesen traten in der Regel 2 Trennrisse zwischen den Sollrissen auf, nur bei den Dehnkörpern mit einem Bewehrungsgrad

$\mu = 1,53 \%$  und Prüfung bei TT ( $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) konnte nur ein Trennriß zwischen den Sollrissen festgestellt werden. Die Trennrißabstände werden durch tiefe Temperaturen vergrößert.

Zu beiden Seiten der Trennrisse bildeten sich Einrisse. Diese gehen von den Schmalseiten (vordere und hintere Seitenfläche) aus, verlaufen auf der oberen und unteren Seitenfläche anfangs rechtwinklig zur Versuchskörperlängsachse und neigen sich dann zu den Trennrissen hin.

Die Rißbilder an den beiden Schmalseiten zeigen deutliche Unterschiede. Die Rißanzahl an der hinteren Seitenfläche beträgt nur  $50 \div 75 \%$  der an der vorderen Seitenfläche. Dies wird durch den geringeren Verbundwiderstand von beim Betonieren oben liegender Bewehrungsstäbe bewirkt. Die Anzahl der Risse an den Schmalseiten steigt mit Abnahme des Verhältnisses  $d_s/\mu$ . Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißanzahl ist gering. Tendenziell stellen sich mit sinkenden Temperaturen geringere Rißabstände ein (s. Tab. 4.4).

Längsrisse traten bei allen Versuchskörpern in den oberen und unteren Breitseiten in Achse der Bewehrungsstäbe auf, bei den Dehnkörpern mit  $\mu = 1,01 \%$  (DK1 und DK2) auch an den Schmalseiten. (Ein einzelner kurzer Längsriß an der vorderen Seitenfläche wurde auch beim Dehnkörper DK3 beobachtet.)

Die Längsrißbildung wird durch tiefe Temperaturen verstärkt. Sie ist bei den Stäben, die beim Betonieren oben lagen, ausgeprägter. Die Längsrisse gehen sowohl von Trenn- als auch von Einrissen aus, stets von Bereichen mit hoher Verbundbeanspruchung. In Bereichen mit geringer Verbundbeanspruchung, in der Mitte zwischen Trennrissen und z. T. auch zwischen Einrissen, kommt die Längsrißbildung zum Stillstand. Längsrisse werden durch die Ausstrahlung der Verbundkräfte bewirkt, da damit Ringzugspannungen im Beton um die Stäbe herum entstehen vgl. /2, 3/. Mit den angewendeten Meßmethoden konnte die Beanspruchungshöhe, bei der die

Längsrißbildung einsetzte, nicht ermittelt werden.

Für den Beanspruchungszustand bei Erstrißbildung in den Sollrissen und im ungeschwächten Querschnitt sowie für den Beanspruchungszustand, bei dem sich innerhalb der Meßlänge ein stabilisiertes Rißbild eingestellt hat, sind in Tab. 4.4 die Zugkräfte und die Stahlspannungen im Sollrißquerschnitt angegeben. Die Stahlspannungen sind die Mittelwerte aus 4 Meßergebnissen der DMS im Sollriß, die mit den Zwangsspannungen nach Tab. 4.1 überlagert wurden. Weiter ist die Anzahl der an der vorderen Seitenfläche aufgetretenen Risse und die mittlere Dehnung  $\epsilon_{me}$  bei Erreichen des stabilisierten Rißbildes enthalten. Tab. 4.4 gibt somit einen Überblick über die Beanspruchungszustände, zwischen denen die Bildung von Rissen beobachtet werden konnte.

Während bei den bei + 20 °C und - 165 °C geprüften Dehnkörpern die Stahlspannung im Sollriß, bei der das Auftreten des letzten Risses detektiert wurde, ca. 40 bis 80 % des Wertes der Streckgrenze betragen, erreichen diese bei den bei - 100 °C geprüften Dehnkörpern nahezu die temperaturabhängige Streckgrenze. Dies ist auf die unterschiedliche Steigerung von Streckgrenze des Stahls und Betonzugfestigkeit infolge tiefer Temperaturen zurückzuführen, vgl. Abschn. 4.3.

Die Verringerung der Prüftemperatur sowie die Vergrößerung des Bewehrungsgrades heben die Rißkräfte auf ein deutlich höheres Niveau, wobei der Einfluß tiefer Temperaturen jenen des Bewehrungsgrades deutlich übertrifft.

#### 4.6.2 Entwicklung des Rißbildes

Die Entwicklung der Rißbilder kann zum einen den Bildern 4.28 bis 4.35 entnommen werden, in denen durch die Angabe der zur Bildung einzelner Risse zugehörigen Laststufen der Rißbildungsfortschritt deutlich wird, und zum anderen den Bildern 4.36 bis 4.39, in denen beispielhaft die

Rißbilder an der vorderen Seitenfläche in Abhängigkeit von der Beanspruchungshöhe aufgetragen sind.

Wie zuvor gezeigt, übt die Tieftemperatur nur einen geringen Einfluß auf das stabilisierte Rißbild der Dehnkörper aus. Dies gilt auch für die Entwicklung der Rißbilder.

Der prinzipielle Fortschritt der Rißbildung bei TT kann wie folgt beschrieben werden:

- Nach dem Aufreißen der Sollrisse bilden sich bei Kraftsteigerung zunächst ausschließlich Einrisse in der Nachbarschaft der Sollrisse. Weitere Trennrisse treten erst auf, wenn die Einrißbildung an den bereits bestehenden Trennrissen abgeschlossen ist.
- Der Ort der Rißbildung ist nicht zufällig. Die Rißbildung konzentriert sich zu beiden Seiten der Trennrisse.
- Zwischen den Trennrissen bilden sich 2 bis 3 Einrisse. Durch ihre Neigung auf der Körperbreitseite können sie einem bestehenden Trennriß zugeordnet werden.

Bei RT wurde eine ähnliche Rißbildung beobachtet, allerdings war die Anzahl der Einrisse neben Trennrissen geringer als bei TT. Vor weiteren Schlußfolgerungen muß darauf hingewiesen werden, daß durch die Anordnung der beiden Sollrisse in der verhältnismäßig kurzen Meßlänge von 1,50 m eine gewisse Vorzeichnung des Rißbildes vorweggenommen wurde.

Bei zentrisch bewehrten und gezogenen Dehnkörpern geringer Seitenabmessungen beobachtet man eine üblicherweise kontinuierliche zufällige Rißteilung durch Trennrisse. Dies wurde bei den hier geprüften Dehnkörpern mit an den Schmalseiten konzentrierter Bewehrung nicht beobachtet. Es bildeten sich neben Trennrissen auch Einrisse aus, die schon bei niedriger Beanspruchung konzentriert neben bestehenden Trennrissen auftraten. Auf das frühzeitige Auftreten von Einris-



sen bei Biegebalken wurde auch in /28/ hingewiesen.

Diese Kombinationen von Trenn- und Einrissen hängen mit der Tatsache zusammen, daß die Einleitungslänge der Verbundkräfte  $l_1$  deutlich kleiner als die Krafteinleitungslänge  $l_k$  (Länge des St. Venant'schen Störbereichs zur Ausbreitung der Betonspannungen bis zum Einstellen der eben verteilten Spannungen und Dehnungen des Zustands I) ausfällt. Die Ribbildung wird also durch die Überlagerung eines Scheibenspannungszustands und eines eher örtlich begrenzten Spannungszustands infolge der Verbundkräfte beeinflusst /6/. Wegen der Verbundversteifung durch tiefe Temperaturen und der damit verbundenen konzentrierten Verbundkrafteinleitung ist die Einribbildung bei TT ausgeprägter als bei RT.

Man erkennt, daß solche Ansätze, die Ribabstand und -breite, mittlere Dehnung und Steifigkeit auf Basis eines Stabmodells mit Trennrissen ( $l_1 \geq l_k$ , Kettenmodelle, verschmierte Ansätze vom Rao-Typ) beschreiben, für hier beobachtete Ribbildung nicht zutreffen. Aber auch Ansätze, die eine randnahe, wirksame Betonzugzone herausschneiden und diese als Dehnkörper betrachten, erfassen das Problem unzutreffend. Daran ändert sich nichts, auch wenn man die Spannungen und Verzerungen verbundorientiert, also mit der DGL des verschieblichen Verbunds, beschreibt. Trenn- und Einrisse sind unterschiedliche Ribtypen; ihre Breiten gehören unterschiedlichen Grundgesamtheiten an, weil die Ribstahlspannungen auf unterschiedlichen Niveaus liegen. Das Problem der Krafteinleitung, der Verteilung der Betonzugspannungen innerhalb der Einleitungslänge und ein Kriterium zur Bildung von Einrissen wird in Abschn. 5.8 behandelt.

#### 4.6.3 Rißabstände

Die Entwicklung der Risse bei TT war während der Versuchsdurchführung nur in den Mittellinien der vorderen und oberen Seitenflächen mit Rißdetektoren meßbar. Eine Auswertung der Rißabstände kann somit nur auf diesen Linien erfolgen. Die Rißabstände auf den Schmalseiten der Dehnkörper können allerdings auch als zutreffend für die Achsen der Zugbewehrung auf den Breitseiten angesehen werden.

Die Entwicklung des mittleren Rißabstands an der vorderen Seitenfläche, getrennt nur für Trennrisse (TR) sowie für Trenn- und Einrisse (TR und ER), in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad zeigen die Bilder 4.40 bis 4.42. Bei höheren Beanspruchungen ist der mittlere Rißabstand, berechnet aus den TR und ER, kein die Rißbildung sinnvoll beschreibender Wert. Die Einrisse bilden sich konzentriert um die Trennrisse, ihr Abstand entspricht in etwa dem mittleren Endrißabstand, während die inneren Bereiche des Dehnkörpers noch rissfrei sind. Die Darstellung des Rißabstands über der Stahlspannung im Riß beinhaltet außerdem die Ungenauigkeit, daß sie nur für Trennrisse zutrifft, für Einrisse wäre bei der Stahlspannung im Einriß die Mitwirkung des Betons zu berücksichtigen. Eine entsprechende Beschreibung ist z. Zt. aber noch nicht möglich.

Mit steigender Beanspruchung wird die Verringerung des Rißabstandes zunehmend von der Einrißbildung bestimmt. Dies ist bei TT ausgeprägter als bei RT; denn bei RT bilden sich Trennrisse bei steigender Beanspruchung nahezu kontinuierlich, während bei TT die Trennrisse konzentriert bei geringen und hohen Beanspruchungen auftreten.

Die nach Beendigung der Versuche auf den Mittellinien der 4 Seitenflächen gemessenen, mittleren Endrißabstände sind in Tab. 4.5 zusammengefaßt. Bei der Ermittlung des Trennrißabstands, in Klammern gesetzte Werte der Tab. 4.5, blieben Einrisse, die bis über die Mittellinien der oberen und unteren

ren Seitenflächen reichten, unberücksichtigt.

Der mittlere Rißabstand und dessen Endwert ordnen sich nach  $d_s/\mu$  bzw.  $d_s/\mu_{ef}$ . Das stabilisierte Rißbild stellt sich bei RT bei Stahlspannungen  $\sigma_{sRe}$  von  $200 \div 300 \text{ N/mm}^2$  ein, bei  $-165^\circ\text{C}$  bei  $460 \div 640 \text{ N/mm}^2$  und bei  $-100^\circ\text{C}$  bei Stahlspannungen nahe der Streckgrenze. Die Vergrößerung dieser Stahlspannung  $\sigma_{sRe}$  durch tiefe Temperaturen entspricht der tieftemperaturbedingten Steigerung der Betonzugfestigkeit.

#### 4.6.4 Rißbreiten

Während der Versuchsdurchführung wurden die Rißbreiten nur an den beiden Sollrissen gemessen. An diesen waren je 6 Rißbreitenmeßsysteme (Clips) über den Umfang der Dehnkörper verteilt und zwar (s. Bilder 2.9 bis 2.11):

- je 1 Clip mittig auf der vorderen und hinteren Seitenfläche
- je 2 Clips auf der oberen und unteren Seitenfläche in Achse der Bewehrung.

Die Ergebnisse von je 3 Meßsystemen können somit der Rißbreite an der vorderen bzw. der hinteren Seitenfläche zugeordnet werden.

In den Bildern 4.43 bis 4.45 ist die mittlere Rißbreite (Mittelwert der Meßergebnisse von 3 Clips) der Sollrisse  $w_{Rm}$  an der vorderen Seitenfläche in Abhängigkeit von der Stahlspannung  $\sigma_{sR}$  sowie von der Prüftemperatur und dem Bewehrungsgrad dargestellt. Unabhängig vom Bewehrungsgrad sind die Rißbreiten bei RT und bei geringen bis mittleren Beanspruchungen größer als bei TT. Dies steht im Einklang mit den Ergebnissen der TT-Verbunduntersuchungen, vgl. /2/, bei denen mit sinkenden Temperaturen eine Versteifung des Verbundwiderstandes festgestellt wurde.

Während die Rißbreiten bei RT mit steigender Beanspruchung kontinuierlich anwachsen, treten bei TT und hohen Beanspruchungen sprunghafte Veränderungen auf. Diese sprunghaften Zunahmen der Rißbreite, die einige Millimeter betragen können, sind auf das veränderte Verbundverhalten bei tiefer Temperatur zurückzuführen. Sie werden durch die in den TT-Verbundversuchen beobachteten Verschiebungssprünge bewirkt /2, 3/, die wiederum durch die bei TT gegenüber RT veränderte innere Verbundrißbildung hervorgerufen werden.

Mit zunehmendem Bewehrungsgrad verringern sich die sprunghaften Zuwächse der Rißbreiten. An den Sollrissen des Dehnkörpers DK7 ( $\vartheta = -165\text{ °C}$ ,  $\mu = 1,94\%$ ;  $2 \times 2 \text{ } \varnothing 22 \text{ mm}$ ) wurden nur noch kleine sprunghafte Zunahmen der Rißbreiten im Anfangsbereich der Rißbildung registriert, große Zuwächse bei hoher Beanspruchung traten nicht mehr auf. Die TT-Verbunduntersuchungen liefern hierfür keine Erklärung.

Die Entwicklung der Rißbreiten an den hinteren Seitenflächen ist der an den vorderen ähnlich. Die mit der schlechten Verbundlage der Stäbe einhergehende Verbundminderung bewirkt allerdings an den hinteren Seitenflächen (beim Betonieren oben liegende Stäbe) größere Rißbreiten, s. Bild 4.46. In diesem Bild sind die Rißbreiten bei Erstrißbildung und des stabilisierten Rißbildes einander gegenübergestellt. Aus diesem Bild können weitere Ergebnisse abgeleitet werden:

- Mit zunehmendem Bewehrungsgrad  $\mu$  bzw.  $d_s/\mu$  verringern sich sowohl bei TT als auch bei RT die Rißbreiten.
- Mit der Erhöhung der Betonzugfestigkeit durch tiefe Temperaturen sind höhere Erstrißkräfte verbunden. Deshalb zeigen die TT-Dehnkörper bei Erstrißbildung größere Rißbreiten als die RT-Dehnkörper.
- Eine einseitige natürliche Austrocknung übt keinen deutlichen Einfluß auf die Rißbreiten aus.

Bei den Dehnkörpern mit einem Bewehrungsgrad  $\mu = 1,01 \%$  stellt sich eine mittlere Rißbreite von  $w_{Rm} = 0,3 \text{ mm}$  bei RT bei einer Stahlspannung von  $\sigma_{sR} \approx 250 \text{ N/mm}^2$  ein, bei TT erst bei  $\sigma_{sR} \approx 375 \text{ N/mm}^2$ . Mit steigendem Bewehrungsgrad und Verringerung des Stababstandes wird diese Rißbreite erst bei höheren Stahlspannungen  $\sigma_{sR}$  erreicht.

## 5 MODELL ZUR BESCHREIBUNG VON VERFORMUNG UND RISSBILDUNG VON STAHLBETONZUGSTÄBEN BEI TIEFEN TEMPERATUREN

### 5.1 Vorbemerkungen

Möglichkeiten zur Beschreibung des Verhaltens von Stahlbetonbauteilen bei RT für Beanspruchungen wie Längszug, -druck, Biegung oder Biegung mit Längszug sind bereits in vielen Arbeiten vorgestellt worden. Meist wurden ähnliche Wege zur theoretischen Aufbereitung und zur Entwicklung eines Berechnungsmodells begangen. Die Anpassung des Modells an die wesentlichen Einflußgrößen stand im Vordergrund. Aus heutiger Sicht ermöglichen diese Modelle (s. z. B. in /8, 9, 15, 16/) eine den Beanspruchungen gerechte Beschreibung der Spannungs- und Dehnungszustände, der Ribbildung und der Steifigkeit.

Bei Normaltemperatur werden der mittlere Endrißabstand und die Ribbreite üblicherweise in Abhängigkeit von Stabdurchmesser, Bewehrungsgrad und Betondeckung formuliert. Dies geschieht oft durch halbempirische Ansätze auf Basis von Versuchen. Durch sogenannte k-Faktoren wird der Einfluß der Belastungsart (Biegung oder Zug, Form der Spannungen im Zustand I) und der Einfluß der Betonzugfestigkeit sowie der mittleren Verbundspannung im Ribquerschnitt ( $\beta_{zm}/\tau_{vm}$ ) bei Ribbildung berücksichtigt. Bild 5.1 zeigt, daß der Verbundwiderstand und die Betonzugfestigkeit eine unterschiedliche, temperaturbedingte Verfestigung mit sinkender Temperatur erfahren. Somit liegt der Schluß nahe, daß die für RT gültigen Gesetze zur Beschreibung des Ribabstands und der Ribbreite nicht ohne weiteres im Tieftemperaturbereich angewendet werden dürfen.

Im folgenden wird aufbauend auf bei RT gültige Berechnungsmodelle eine Beschreibung von Stahlbetonzugstäben bei tiefen Temperaturen entwickelt. Die Gültigkeit der Berechnungsgleichungen für den Tieftemperaturbereich wird durch Einfüh-

ren der temperaturabhängigen mechanischen Kenndaten der verwendeten Baustoffe erweitert. Dies kann z. B. durch die Beziehungen von Abschn. 2.3 erfolgen. Bei empirisch ermittelten Berechnungsmodellen werden die verwendeten Koeffizienten den TT-Versuchsergebnissen angepaßt, wodurch deren Temperaturabhängigkeit aufgezeigt werden kann. Die Güte der analytischen Beschreibung wird durch Gegenüberstellung mit den Versuchsergebnissen von Abschn. 4 aufgezeigt.

Wie bereits in Abschn. 3 dargestellt, erfordert die analytische Berechnung von Stahlbetonbauteilen bei TT auch die Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs, der aus dem unterschiedlichen thermischen Dehnverhalten von Beton und Bewehrungsstahl resultiert. Die erforderlichen Beziehungen sind in Abschn. 3 hergeleitet worden, auf sie wird soweit erforderlich zurückgegriffen.

## 5.2 Zentrische Betonzugfestigkeit

Die analytische Beschreibung erfordert die zutreffende Formulierung der zentrischen Betonzugfestigkeit. Schon bei RT gestaltet sich die Messung der zentrischen Betonzugfestigkeit schwierig, da versuchstechnische Randbedingungen, wie z. B. die Ausbildung der Probekörper u. a. m. das Versuchsergebnis beeinflussen /17/. Tiefe Temperaturen verstärken die versuchstechnischen Probleme, so daß wegen fehlender Versuchsergebnisse die Abschätzung der Veränderung der zentrischen Betonzugfestigkeit infolge tiefer Temperaturen mit Hilfe der Spaltzugfestigkeit geführt werden muß. Diese wird durch Gl. (7) für den Tieftemperaturbereich in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit bei RT und der Betonfeuchte beschrieben.

Die Umrechnung der mittleren Spaltzugfestigkeit über die Würfeldruckfestigkeit in die mittlere zentrische Betonzugfestigkeit kann mit den in /18/ angegebenen Beiwerten erfolgen, wobei auch die Streuung der Betonzugfestigkeit berück-

sichtigt werden kann (5%- und 95%-Fraktile). Bei der Formulierung der zentrischen Zugfestigkeit von Betonbauteilen muß darüber hinaus der Einfluß der Bauteilgröße beachtet werden. Bei Bauteilabmessungen  $\geq 40$  cm sinkt die Zugfestigkeit des Bauteils gegenüber der von üblichen Probekörpern um 25 % ab, vgl. /18, 19/. Unter Berücksichtigung dieser Einflüsse und Beiwerte kann die zentrische Zugfestigkeit von Beton auf Grundlage von Gl. (7) in Abhängigkeit von der Tieftemperatur mit  $\beta_{C_0}$  der mittleren Zylinderdruckfestigkeit des Betons wie folgt beschrieben werden:

$$\beta_{Z\vartheta,5\%} = 0,174 \beta_{C\vartheta}^{2/3}$$

$$\beta_{Z\vartheta,m} = 0,284 \beta_{C\vartheta}^{2/3} \quad (24)$$

$$\beta_{Z\vartheta,95\%} = 0,394 \beta_{C\vartheta}^{2/3}$$

Die Verläufe des unteren charakteristischen Werts der Betonzugfestigkeit sowie des Mittelwerts, berechnet nach Gl. (24), sind in Bild 5.2 den aus den TT-Versuchen an Dehnkörpern ermittelten Betonzugfestigkeiten gegenübergestellt. Die Versuchsergebnisse können mit der 5%-Fraktile der Betonzugfestigkeit in guter Näherung beschrieben werden. Hier sollte allerdings nicht unerwähnt bleiben, daß die Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus den Versuchen einige Ungenauigkeiten beinhaltet. Zum einen kann nur mit geringer Wahrscheinlichkeit angenommen werden, daß Sollriß und Ort der geringsten Zugfestigkeit im Dehnkörper zusammenfallen. Zum anderen muß bei der Trennrißbildung im Normalbereich, besonders bei den TT-Versuchen, die vorausgegangene Einrißbildung beachtet werden, die u. U. eine Berücksichtigung von Spannungsgradienten bei der Bestimmung der Betonzugfestigkeit erforderlich macht, vgl. Abschn. 5.8.

Trotz dieser Ungenauigkeit soll hier ein Vorschlag zur Beschreibung der Erstrißbildung für Dehnkörper mit dem 5%-Fraktilenwert der Gl. (24) formuliert werden. Mit bekannter zentrischer Zugfestigkeit sowie der Kenntnis über den Spannungszustand infolge des inneren thermischen Zwangs,



vgl. Abschn. 3, kann die Stahlspannung bei Erstrißbildung in Abhängigkeit der Temperatur wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{sR\vartheta}^1 = \frac{1+n_{\vartheta}\mu}{\mu} (0,174 \beta_{c\vartheta}^{2/3} - \sigma_{b\vartheta Z}) \quad (25)$$

Die Stahlspannung bei abgeschlossener Rißbildung  $\sigma_{s\vartheta Re}$  ist berechenbar, wenn die größte im Versuch erreichte Betonzugspannung  $\max \sigma_{b\vartheta Z}$  allgemein formulierbar ist.

$$\sigma_{s\vartheta Re} = \frac{1+n_{\vartheta}\mu}{\mu} (\max \sigma_{b\vartheta Z} - \sigma_{b\vartheta Z}) \quad (26)$$

Bei abgeschlossener Rißbildung ist die Vorspannung des Betons infolge des thermischen Zwangs sicherlich weitgehend abgebaut. Sie kann daher vernachlässigt werden.

Für den Mittelwert und die 95%-Fraktile der Betonzugfestigkeit, Gl. (24), sind die Rechenergebnisse der Gl. (26) in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad den Versuchsergebnissen in Bild 5.3 gegenübergestellt. Mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit  $\max \sigma_{b\vartheta Z} = 0,284 \beta_{c\vartheta}^{2/3}$  zeigt die Rechnung mit den Versuchsergebnissen gute Übereinstimmung. Damit ist in Näherung:

$$\sigma_{s\vartheta Re} = \frac{1+n_{\vartheta}\mu}{\mu} 0,284 \beta_{c\vartheta}^{2/3} \quad (27)$$

### 5.3 Zusammenstellung der Materialkennwerte bei tiefen Temperaturen - Berechnungsergebnisse

Eine allgemein gehaltene Beschreibung von zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben bei tiefen Temperaturen setzt voraus, daß die mechanischen Kennwerte der verwendeten Baustoffe in Abhängigkeit von der Temperatur beschreibbar sind. Diese Voraussetzung wird durch Gln. (1) bis (9) und (26) erfüllt.

Mit diesen Berechnungsgleichungen und mit den in Begleitversuchen bei RT (Normprüfungen) ermittelten Materialkennwerten, vgl. Abschn. 2.3, können die TT-Eigenschaften der in den Dehnversuchen verwendeten Baustoffe analytisch ermittelt werden. Einige dieser Berechnungsergebnisse sind in Tab. 5.1 zusammengestellt. Diese ordnen sich gut in die in /1/ angegebenen Versuchs- und Berechnungsergebnisse ein. Die in Tab. 5.1 angegebenen TT-Materialkennwerte sind Grundlage der weiteren Berechnungen.

#### 5.4 Mitwirkung des Betons

##### 5.4.1 Mittlere Dehnung

Die mittlere Dehnung des zentrisch gezogenen Stahlbetonstabs im Zustand II kann mit folgendem globalen Ansatz beschrieben werden /15/:

$$\epsilon_m = \epsilon_{sR} \left[ 1 - \left( \frac{\beta_z}{\mu \sigma_{sR}} \right)^2 (1 + n\mu) \right] \quad (28)$$

Gl. 28 beschreibt die obere Einhüllende der  $N-\epsilon_m$ -Linien als Ort der Rißkräfte. Der Ansatz beinhaltet verschmiert die Streuung der Betonzugfestigkeit, der Verbundspannungsverteilung und den Rißmechanismus. Weiter ist zu beachten, daß Gl. (28) strenggenommen nur für zentrisch gezogene Stahlbetonstäbe Gültigkeit besitzt, bei denen eine kontinuierliche Rißteilung durch Trennrißbildung erfolgt. Nur dann wird die im Ansatz implizierte Voraussetzung gleicher Spannungszustände in den Rissen und den angrenzenden Einleitungsbereichen erfüllt. Dies ist z. B. bei gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzten Querschnitten der Fall, wenn also die Einleitungslänge  $l_1$  des Verbunds deutlich größer als die St. Venant'sche Störlänge  $l_k$  ist /6/.

Diese Voraussetzung wird von den hier untersuchten Dehnkörpern nicht erfüllt. Die Bewehrung ist konzentriert an den Schmalseiten angeordnet, so daß infolge der Krafteinleitung eine Rißteilung durch Trennrisse allein nicht mehr auftritt. Die Rißbilder der Dehnkörper zeigen Ein- und Trennrisse, wobei die Einrißbildung durch tiefe Temperaturen zusätzlich gefördert wird, vgl. Abschn. 4.4. Wegen der verbleibenden Mitwirkung des Betons im Einrißquerschnitt werden hier die Spannungszustände in den Rissen und deren Nachbarschaft vom Rißtyp (Ein- oder Trennriß) beeinflusst, vgl. Abschn. 5.5 und 5.8.

Da z. Zt. eine geschlossene Beschreibung der mittleren Dehnung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Riß Typen und Rißmechanismen nicht möglich ist, soll hier überprüft werden, inwieweit eine näherungsweise Beschreibung der Dehnkörper unter Berücksichtigung des Tieftemperatureinflusses mit Gl. (28) gelingt. Dazu ist die für Erstrißbildung gültige Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von  $T$ , Gl. (24), sowie die Vorstauchung des Betons infolge thermischen Zwangs, vgl. Abschn. 3, in Gl. (28) einzuführen. Die mittlere Dehnung kann dann in Abhängigkeit von der Temperatur und der Zugkraft  $N$  formuliert werden:

$$\frac{\epsilon_{m\vartheta}}{\epsilon_{s\vartheta R}} = 1 - \left[ \frac{(0,174 \beta_{c\vartheta}^{2/3} - \sigma_{b\vartheta Z}) \cdot A_b}{N} \right]^2 (1 + n_{\vartheta} \mu) \quad (29)$$

Selbstverständlich geht der Einfluß des inneren thermischen Zwangs mit fortschreitender Rißbildung zunehmend verloren.

Die Bilder 5.4 bis 5.6 enthalten den Vergleich zwischen Ergebnissen aus Versuchen und denen von Gl. (29) in Abhängigkeit von der Temperatur. Als Versuchsergebnis ist hier der Mittelwert der 4 Dehnungsmessungen an den Seitenflächen im Verhältnis zum Mittelwert der 4 DMS in den Sollrissen dargestellt. Ab der Erstrißlast fällt das gemessene Verhältnis  $\epsilon_m / \epsilon_{sR}$  steil ab, verläuft nahezu konstant bis zur Erstriß-

Last im Normalbereich, wächst danach mit steigender Beanspruchung an und nähert sich bei hoher Beanspruchung dem Wert 1. Für  $N \geq N_R^1$  gibt der Abstand zwischen der Geraden  $\epsilon_m/\epsilon_{sR} = 1$  und der Kurve  $\epsilon_m/\epsilon_{sR} = f(N)$  die Größe der Mitwirkung des Betons an.

Berechnung und Versuche erbringen tendenziell ähnliche Ergebnisse, doch treten zum Teil größere Unterschiede auf. Neben den zuvor geschilderten Ungenauigkeiten des Rechenansatzes sind hierfür noch weitere Gründe versuchstechnischer Art zu nennen:

- Die Berechnung der Mitwirkung des Betons mit Gl. (29) kann nur für den Normalquerschnitt erfolgen. Eine differenzierte Berechnung unter Einschluß der Querschnittsschwächung in den Sollrissen ist nicht möglich. Die Ergebnisse aus Rechnung und Versuch sind somit erst ab Beanspruchungen oberhalb der Erstrißlast des Normalquerschnitts  $N_{RN}^1$  vergleichbar.
- Ein vollständiger Meßwertaufschrieb konnte nur nach dem Auftreten von Rissen erfolgen. Die Versuchsergebnisse beschreiben daher die untere Einhüllende der  $N-\epsilon_m$ -Linien, die Rechenergebnisse dagegen die obere Einhüllende. Somit geben die Rechenergebnisse eine größere Mitwirkung des Betons auf Zug an als die dargestellten Versuchsergebnisse.
- Bei hohen Beanspruchungen und tiefen Temperaturen weisen die Versuchsergebnisse sprunghafte Abnahmen der Mitwirkung des Betons aus. Diese resultieren aus Verschiebungssprüngen zwischen Beton und Bewehrungsstab, vgl. /2 und 3/. Diese Unstetigkeiten können mit Gl. (29) nicht abgebildet werden.

In Ermangelung eines zutreffenden Rechenansatzes für die mittlere Dehnung muß vorerst Gl. (29) als Näherungsansatz benutzt werden.

#### 5.4.2 Dehnsteifigkeit

Der Ansatz der Dehnsteifigkeit von zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben im Zustand I ist bereits in Abschn. 4.4 mit Gl. (20) vorgelegt worden. Die Beschreibung der Dehnsteifigkeiten im Zustand II erfolgt mit Gl. (21). Den benötigten Ansatz für die mittlere Dehnung liefert Abschn. 5.4.1. Für eine Beanspruchung  $N/A_s = \sigma_{sR}$  erhält man mit Gl. (29):

$$\epsilon_{m\vartheta} = \frac{N}{A_s E_{s\vartheta}} \left[ 1 - \left( \frac{\beta_{Z\vartheta} - \sigma_{b\vartheta Z}}{N} \cdot A_b \right)^2 (1 + n_{\vartheta} \mu) \right] \quad (30)$$

und die bezogene Dehnsteifigkeit lautet:

$$k_s = \frac{K_{D\vartheta}^{II}}{K_{D\vartheta}^I} = \frac{N}{\epsilon_{m\vartheta} E_{b\vartheta} A_{i\vartheta}} \quad (31)$$

Die Bilder 5.7 bis 5.9 zeigen den Vergleich zwischen Rechnung und Versuch in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad. Die Übereinstimmung ist gut. Nur im Anfangsbereich der Ribbildung ergeben sich gewisse Unterschiede, die auf den Einfluß der Sollrisse zurückzuführen sind und von Gl. (30) nicht erfaßt werden können, vgl. Abschn. 5.4.1.

Die Gültigkeit der berechneten Kurven endet, wenn im Rib die Streckgrenze des Bewehrungsstahles  $\beta_{s\vartheta}$  erreicht wird. Sowohl Rechnung wie Versuch zeigen schon vor diesem Grenzwert nur noch einen geringen Abstand zum theoretischen Endwert der Dehnsteifigkeit  $K_{D \text{ grenz}} = A_s \cdot E_{s\vartheta}$ .

## 5.5 Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stabachse bei niedriger Beanspruchung

### 5.5.1 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

Die Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse im gerissenen Zustand (Zustand II) erfordert ein Stoffgesetz des verschieblichen Verbunds. In /2/ wurde bereits über die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Verbunduntersuchungen bei tiefen Temperaturen berichtet. Weitere Versuchsergebnisse zum Einfluß tiefer Temperaturen auf den Verbundwiderstand können /20, 3/ entnommen werden. Da bei diesen Untersuchungen die gleichen Baustoffe und Lagerungsarten wie bei den hier behandelten Dehnkörpern verwendet wurden, können die ermittelten TT-Verbundgesetze unmittelbar in diese Arbeit einfließen.

Für den Verschiebungsbereich  $v \leq 0,3$  mm können die Verbundspannung-Verschiebungskurven auch bei TT mit einer Potenzfunktion beschrieben werden /3/:

$$\tau_{v\vartheta} = A_{\vartheta} \cdot v^{B_{\vartheta}} \quad v \leq 0,3 \text{ mm} \quad (32)$$

mit

$$A_{\vartheta} = \beta_{c\vartheta} \cdot a_{\vartheta}$$

$$a_{\vartheta} = [0,06 + (8,64 \pm 2,0) f_R] \left(1 - 0,68 \frac{\vartheta - 20}{190}\right)$$

$$B_{\vartheta} = (0,46 \pm 0,1) \left(1 - 0,39 \frac{\vartheta - 20}{190}\right)$$

Dabei ist  $\beta_{c\vartheta}$  die temperaturabhängige mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons, s. Gl. (6).

Die mit Gl. (32) ermittelten Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen in Abhängigkeit von der Temperatur zeigt Bild 5.10. In diesem Bild sind neben dem Mittelwert die

obere und untere Bandbreite des TT-Verbundgesetzes dargestellt.

### 5.5.2 Stahlspannungen entlang der Stabachse

Eine Anwendung des TT-Verbundgesetzes, Gl. (32), bei der Beschreibung der Spannungszustände der Dehnkörper ist nicht unmittelbar möglich. Die Lage der Bewehrungsstäbe in Bezug zur Betonierriechung unterscheidet sich bei den Dehnkörper- und Verbundversuchen. Desweiteren war der Einfluß des Verbundbereichs bei den Verbundversuchen nicht untersucht worden.

Setzt man voraus, daß die in /21/ angegebenen Abhängigkeiten von Betonierriechung, Verbundbereich und Bauteilgröße auf die Größe des Verbundwiderstands auch im TT-Bereich gelten, so wird eine Anpassung des TT-Verbundgesetzes an die Bedingungen der Dehnkörper möglich. Dies wird wie folgt realisiert: Bei den beim Betonieren unten liegenden Bewehrungsstäben wird das mittlere TT-Verbundgesetz angewendet, bei oben liegenden Bewehrungsstäben die untere Bandbreite von Gl. (32), siehe Bild 5.10 Kurven ① und ②. Solange ein ideal-elastisches Materialverhalten und die Bernoulli-Navier Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnittsflächen vorausgesetzt werden dürfen, kann man mit dem Verbundgesetz Gl. (32) und mit den Herleitungen in /22, 29/ die Stahlspannung entlang der Stabachse beschreiben:

$$\sigma_{s\vartheta}(x) = \left[ 1 + \frac{\sigma_{s\vartheta R} - \sigma_{s\vartheta}^I}{\sigma_{s\vartheta}^I} \left( \frac{l_{1\vartheta} - x}{l_{1\vartheta}} \right)^{\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \right] \sigma_{s\vartheta}^I \quad (33)$$

mit der Einleitungslänge  $l_1$ :

$$l_{1\vartheta} = \left[ \frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{d_s}{4\beta_{c\vartheta} a(\vartheta)} (\sigma_{s\vartheta R} - \sigma_{s\vartheta}^I) \left( \frac{2}{1-B(\vartheta)} \frac{E_{s\vartheta}}{\sigma_{s\vartheta R}} \right)^{B(\vartheta)} \right]^{\frac{1}{1+B(\vartheta)}} \quad (34)$$

Ideal-elastisches Materialverhalten kann bei TT sowohl für Beton wie Stahl im hier betrachteten Beanspruchungsbereich angenommen werden, vgl. /1/. Der Einfluß der Betonverformungen innerhalb der Einleitungslänge auf die Stahlspannungen kann vernachlässigt werden, da ihr Einfluß gering ist.

Der Vergleich der Ergebnisse nach Gln. (33) und (34) mit den Versuchswerten ist nur möglich, solange sich die Einleitungsbereiche benachbarter Risse nicht überlappen. Die Berechnung wurde daher für eine Belastung durchgeführt, bei der die beiden Sollrißquerschnitte gerade durchgerissen waren. Diese Berechnungsergebnisse sind getrennt nach "unterer" und "oberer" Verbundlage den Versuchswerten in den Bildern 5.11 bis 5.18 gegenübergestellt. Wie aus diesen Bildern ersichtlich, konnte bei den Versuchen nicht in jedem Fall eine exakt zentrische Lage der DMS im Sollriß realisiert werden. Vergleicht man daher nur die Neigung der Stahlspannungsverläufe entlang der Stabachse, so zeigen die Berechnungen eine befriedigend genaue Beschreibung der Versuchsergebnisse.

Den Vergleich der Stahlspannung entlang der Stabachse aus Versuch und Rechnung für höhere Beanspruchungen zeigt beispielhaft Bild 5.19. Die Gültigkeit von Gl. (33) endet, sobald sich erste Einrisse neben den Sollrissen bilden. In den Einrißquerschnitten ist noch ein deutliches Mitwirken des Betons auf Zug zu erkennen. Eine Beschreibung der Stahlspannung im Einriß ist mit der DGL des verschieblichen Verbunds nicht möglich.



### 5.6 Rißabstände bei abgeschlossener Rißbildung

Die üblichen Ansätze für den mittleren Endrißabstand  $s_{Rme}$  beinhalten als wichtige Einflußgrößen das Verhältnis  $d_s/\mu$  bzw.  $d_s/\mu_{ef}$  und die Betondeckung. In /11/ wird  $s_{Rme}$  wie folgt angegeben:

$$s_{Rme} = k_1 \cdot c + k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu} \quad (35)$$

Der Faktor  $k_1$  wird üblicherweise zu 1,5 gewählt. Das Faktorenprodukt  $k_2 \cdot k_3$  wurde für zentrischen Zug in /12/ mit 0,125 bzw. in /11/ mit 0,116 in Versuchen bestimmt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse, Tab. 4.5, mit diesem Ansatz bei Berücksichtigung unterschiedlicher Faktorenprodukte erfolgt in Bild 5.20. Nur für die Rißabstände auf der oberen Seitenfläche OS und für den Trennrißabstand bei RT zeigen die Ansätze eine befriedigende Übereinstimmung. Trennrißabstände bei TT und die Rißabstände auf der vorderen Seitenfläche sind dagegen mit dem Ansatz Gl. (35) nicht beschreibbar.

Neuere Ansätze berücksichtigen zusätzlich die effektive Betonzugfläche sowie den Stababstand bei der Beschreibung des mittleren Endrißabstands, vgl. /9, 14/:

$$s_{Rme} = k_1 (c + \bar{k} \cdot s) + k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (36)$$

In der Literatur wird über die Faktoren unterschiedlich verfügt. In /9/ wird das Faktorenprodukt  $k_2 \cdot k_3$  zu 0,1 gesetzt, in /14/ zu 0,12. Der Einfluß der Betondeckung auf den Rißabstand wird in diesen Arbeiten mit 2,0 c bzw. 1,0 c und der des Stababstands mit 0,1 s bzw. 0,3 s abgeschätzt. Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit diesen Ansätzen erfolgt ebenfalls in Bild 5.20. Gegenüber dem Rechenansatz nach Gl. (35) wird mit dem nach Gl. (36) keine wesentlich bessere Beschreibung der Versuchsergebnisse erzielt. Wiederum ist nur für die Rißabstände auf der Mittellinie der oberen Seitenfläche OS und für den Abstand der

Trennrisse bei RT eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung festzustellen.

In /23, 25 bis 27/ werden Kriterien zur Rißbildung auf Grundlage von Betonzugspannungszuständen formuliert, die sich infolge der Einleitung äußerer Kräfte in den Betonkörper einstellen. Die äußere Kraft ist dabei die Stahlzugkraft, die am Rißufer beginnend über Verbund eingeleitet wird. In Abhängigkeit von der Betondeckung und vom Stababstand wurde folgender Ansatz für den mittleren Endrißabstand entwickelt:

$$s_{Rme} = k \cdot t_e \quad (37)$$

mit  $k = 1,5 \div 2,5$ ;  $k_m = 2,0$

Dabei ist  $t_e$  die effektive Betondeckung, die sich nach /26/ über die Betondeckung  $c$  und den Stababstand  $s$  ergibt. In Bild 5.21 sind die Versuchsergebnisse den Ergebnissen dieses Rechenansatzes gegenübergestellt. Sowohl die Rißabstände auf der vorderen Seitenfläche als auch die auf der oberen Seitenfläche und die Trennrißabstände bei RT können mit diesem Ansatz befriedigend beschrieben werden.

Lediglich die Trennrißabstände bei TT liegen weit über den rechnerischen Linien. Der mittlere Trennrißabstand des stabilisierten Rißbildes bei TT kann in Näherung mit  $0,75 \div 1,0 \cdot d$  ( $d$  = Balkenhöhe) angegeben werden.

Von den hier vorgestellten Ansätzen zur Beschreibung des mittleren Endrißabstands wird der von Broms den Versuchsergebnissen unter Berücksichtigung der Einrißbildung am ehesten gerecht. Dies zeigt an, daß, wie bereits in Abschn. 4.6.2 aufgezeigt, der Rißabstand bei den hier vorgestellten Dehnkörpern im wesentlichen durch die Krafteinleitung bestimmt wird. Die verbundorientierte Lösung führt zu keinem befriedigenden Ergebnis. Dies ist der Grund, warum die geschlossene Lösung zur Beschreibung des mittleren End-

rißabstands auf Basis des Verbundgesetzes, Gl. (32), wie sie in /29/ vorgeschlagen wird, hier nicht weiter verfolgt wird. Bei tiefen Temperaturen können die für diesen Lösungsweg erforderlichen Voraussetzungen auch in Näherung nicht mehr als gültig angenommen werden, vgl. hierzu Abschn. 5.8.

### 5.7 Rißbreiten

Während der Versuchsdurchführung konnten in der geschlossenen Kältekammer nur die Breiten der beiden Sollrisse gemessen werden, und zwar mit je 3 Clips pro Schmalseite und Riß. Die Meßergebnisse können somit nur Informationen über die mittlere Rißbreite der Sollrisse an den Schmalseiten geben. Inwieweit diese in eine statistische Rißbreitenverteilung ( $w_{95\%} \div w_m \div w_{5\%}$ ) einzuordnen sind, ist nicht bekannt. Da weiterhin für eine Auswertung der Rißbreiten der Sollrisse unter statistischen Gesichtspunkten eine zu geringe Anzahl an Meßergebnissen vorliegt, können die Versuche nur zu einer qualitativen Abschätzung des Einflusses tiefer Temperaturen auf die Entwicklung von Rißbreiten dienen. Dazu soll die Einordnung der gemessenen Rißbreiten in bekannte Ergebnisse durch Gegenüberstellung mit einem bei RT bewährten Rechenansatz aufgezeigt werden.

Einen Ansatz zur Beschreibung der kritischen oder charakteristischen Rißbreite, dies ist der für die Begrenzung der Rißbreiten interessierende Größtwert (ca. 95%-Fraktile von  $w_m$ ), wird in /16/ auf Grundlage der aus der Literatur bekannten Versuch formuliert:

$$w_k = k_4 \left( 50 + \frac{1}{4} k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \right) \frac{\sigma_{sR}}{E_s} \left( 1 - k_5 \cdot k_6 \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} \right) \quad (38)$$

Über die Faktoren wird bei zentrischem Zug, gerippten Bewehrungsstäben und Erstbelastung wie folgt verfügt:

$$k_4 = 1,7$$

$$k_5 = 1,0$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_6 = \frac{1}{2 k_2}$$

$$k_3 = 1,0$$

$$\frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} = \left( \frac{\sigma_{sR}^1}{\sigma_{sR}} \right)^2 \leq 0,5$$

Die Beschreibung der mittleren Rißbreite  $w_m$  erfordert  $k_4 = 1,0$ .

Als Voraussetzung beinhaltet dieser Ansatz eine unter Verwendung der o. g. k-Faktoren zutreffende Beschreibung des mittleren Rißabstands z. B. mit Gl. (35). Wie in Abschn. 5.6 aufgezeigt, gilt diese bei den hier geprüften Dehnkörpern nicht mehr uneingeschränkt. Allerdings könnte eine zutreffende Beschreibung des Abstands der Trennrisse, zu diesem Rißtyp gehören die Sollrisse, bei RT aufgezeigt werden. Daher könnte eine Anwendung der Beschreibung der Rißbreiten der Sollrisse mit Gl. (38) bei RT gerechtfertigt werden. Bei TT wird die Voraussetzung nicht erfüllt, vgl. Bild 5.20. Dies ist bei den folgenden Darstellungen und deren Interpretation zu beachten.

Eine Gegenüberstellung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse - Auswertung von Gl. (38) für  $w_k$  und  $w_m$  - erfolgt in den Bildern 5.22 bis 5.24. Bei RT grenzen die rechnerischen Linien für die mittlere und kritische Rißbreite die gemessene Breite der Sollrisse ein. Tendenziell liegen die Versuchsergebnisse näher an der kritischen Rißbreite, vgl. Bild 5.22. Dies trifft bei TT nicht immer zu. Bei geringen Beanspruchungen liefert Gl. (38) nur für den Bewehrungsgrad  $\mu = 1,53 \%$  ( $d_s/\mu_{ef} = 830 \text{ mm}$ ) größere kritische Rißbreiten als die im Versuch an den Sollrissen beobachteten, vgl. Bilder 5.23 und 5.24. Bei den anderen Versuchen liegen bei geringen Beanspruchungen die Versuchsergebnisse über den rechnerischen Linien für  $w_k$ . Mit steigender Beanspruchung zeigen diese Versuche eine geringere Vergrößerung der Rißbreite als die Rechnung. Die Unterschiede zwischen Rechnung und Versuch sind auf die bei TT veränderte Rißbil-

dung sowie auf die tieftemperaturbedingte unterschiedliche Versteifung von Verbundwiderstand und Betonzugfestigkeit zurückzuführen. Bei TT werden die in /16/ benutzten Grundlagen zur Herleitung von Gl. (38) nicht erfüllt, bzw. die o. g. k-Faktoren sind nicht mehr uneingeschränkt gültig.

Auch die bei TT beobachteten sprunghaften Zunahmen der Rißbreiten bei höheren Beanspruchungen sind mit Gl. (38) nicht beschreibbar. Wenn diese, wie vermutet, auf die bei TT beobachteten Verschiebungssprünge in den  $\tau_v$ -v-Beziehungen zurückgeführt werden können, muß die in /3/ hergeleitete Beziehung zur Begrenzung der Beanspruchung gegenüber Verschiebungssprüngen auch eine Beanspruchungsgrenze gegenüber den sprunghaften Zunahmen der Rißbreiten liefern. Dazu muß die Verbundspannung anhand der geometrischen Bedingungen in die Stahlspannung umgerechnet werden. In Näherung können bei TT die geometrischen Bedingungen der Ausziehkörper auf die Verhältnisse der Dehnkörper im Bereich der Einrisse übertragen werden, vgl. Bild 5.37 ( $l_v \approx 3 d_s$ ). Damit ergibt sich folgende Grenzstahlspannung, bei der sprunghafte Zunahmen der Rißbreite ausgeschlossen werden können, siehe auch Bilder 5.23 und 5.24.

$$\sigma_{s\sigma, Spr.} \approx 8,0 \beta_{SZ\sigma} \left(2 \frac{c}{d_s} + 1\right) \quad (39)$$

## 5.8 Kriterium zur Einrißbildung

### 5.8.1 Zielsetzung

Wie in den vorangegangenen Abschnitten aufgezeigt, werden die Spannungs- und Verformungszustände sowie Rißbildung und Entwicklung der Rißbreiten der Dehnkörper bei Normal- und Tieftemperatur mit den gebräuchlichen Berechnungsansätzen nur mit Einschränkungen zutreffend beschrieben.

Bei den Dehnkörpern mit an den Schmalseiten konzentrierter Bewehrungsanordnung ist die Rißteilung nicht mehr kontinuierlich. Der verbundorientierte Weg zur Beschreibung der Rißbildung, wie er z. B. in /29/ für Erstriß-, Zweitrißbildung und sukzessive Rißteilung hergeleitet wird, verliert seine Gültigkeit. Die bei diesem Rechengang verwendeten Annahmen können auch in Näherung nicht mehr vorausgesetzt werden. Die infolge der Verbundkrafteinleitung entstehenden Spannungs- und Verformungszustände gewinnen zunehmende Bedeutung.

Ein Modell zur Beschreibung der Rißbildung und der Rißbreiten unter Berücksichtigung der Krafteinleitung wurde in /23, 25 bis 27/ vorgelegt. Die Anwendung dieses Modells auch bei TT wurde in /6/ bei thermischer Schockbeanspruchung aufgezeigt und in /28/ für Biegebalken diskutiert. Da in diesem Modell die in den Beton einzuleitende Zugkraft als äußere Kraft an den Rißufern angesetzt wird, wird die Wirkung des Verbunds vernachlässigt.

Im folgenden wird die Krafteinleitung bei Beachtung des realistischen Verbundverhaltens und unter Berücksichtigung des Einflusses tiefer Temperaturen auf den Verbundwiderstand studiert. In einem ersten Schritt idealisieren im Inneren eines Bauteils angreifende Einzellasten die Wirkung des Verbunds. Anhand der infolge der Einleitung dieser Kräfte auftretenden Spannungszustände können Kriterien zur Rißbildung in Abhängigkeit von der Temperatur formuliert werden.

In einem zweiten Schritt wird unter Verwendung des TT-Verbundgesetzes die Bildung eines Einrisses und dessen Ausbreitung an einer konkreten Beispielrechnung aufgezeigt. Die Mitwirkung des Betons, auch im Einrißquerschnitt, kann dabei nachgewiesen werden.

### 5.8.2 Rißbildung unter Berücksichtigung des dreidimensionalen Spannungszustands im Bereich der Einleitungslänge

Die Spannungszustände im Bereich der Einleitungslänge wurden in einer Parameterstudie mit einer dreidimensionalen FE-Rechnung ermittelt. Zum Nachweis der Aussagefähigkeit dieser Berechnung wurde das FE-Modell den geometrischen Verhältnissen der Dehnkörper angepaßt, so daß ein Vergleich zwischen Rechnung und Versuch möglich wird.

Auf eine Abbildung der Stahleinlagen im FE-Modell wurde verzichtet, so daß die sonst erforderliche Kopplung des Stahls mit dem umgebenden Beton durch Verbundelemente überflüssig wurde. Die bei einer allgemeingehaltenen, bezogenen Beanspruchung auftretenden rechentechnischen Schwierigkeiten konnten somit vermieden und der Rechenaufwand erheblich reduziert werden. Die Beanspruchung des Dehnkörperausschnitts erfolgte in der FE-Rechnung durch im Inneren angreifende Einzellasten, die die neben Trennrissen im Bereich der Einleitungslänge in den Beton einzuleitenden Verbundkräfte idealisieren.

Bild 5.25 zeigt den betrachteten Ausschnitt der Dehnkörper sowie das verwendete Rechnetz mit den Knotenpunkten, an denen die Verbundkräfte angreifen. Die durchgeführte FE-Rechnung besitzt Gültigkeit für Beanspruchungszustände, bei denen sich die Sollrisse bereits als Trennriß ausgebildet haben und noch keine weiteren Risse im Dehnkörper aufgetreten sind. Die Berechnung wurde unter Voraussetzung elastischen Materialverhaltens durchgeführt.

Im betrachteten Lastbereich ändern sich die Einleitungslängen nur geringfügig, siehe auch Bild 5.19. Die in der FE-Rechnung angenommene einheitliche Einleitungslänge von 20 cm wird somit in Näherung den auftretenden Beanspruchungen gerecht. Für Temperaturen  $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $- 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $- 165 \text{ }^{\circ}\text{C}$  kann die Verbundspannungsverteilung innerhalb der festgelegten Einleitungslänge unter Verwendung des mittleren

Verbundgesetzes, Gl. (32), nach /22/ wie folgt ermittelt werden:

$$\tau_{v\vartheta}(z) = \frac{1}{4} \cdot \frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} d_s \frac{\sigma_{sR} - \sigma_s^I}{l_1} \left(\frac{z}{l_1}\right)^{\frac{2B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \quad (40)$$

mit  $\sigma_{sR} = f(l_1)$  und  $\sigma_s^I = f(\sigma_{sR})$ .

Die Berechnungsergebnisse zeigt Bild 5.26. Dabei wurden die Verbundspannungen  $\tau_{v\vartheta}(z)$  auf den Größtwert  $\max \tau_{v\vartheta}$  bezogen und, wie auch die Versuchsergebnisse es ausweisen, vgl. Bild 5.19, eine verbundfreie Vorlänge von 2,0 cm eingeführt. Zur Abrundung der Aussage wurde für einen weiteren Rechengang in dieser Vorlänge eine linear auf den Größtwert anwachsende Verbundspannung angenommen.

Die Verbundkräfte, das sind die Flächen unter den  $\tau_{v\vartheta}(z)$ -Linien, können in Abhängigkeit von der äußeren Zugkraft  $N$  beschrieben werden:

$$\begin{aligned} \sum T_{\vartheta} &= \sum U_s \int_0^{l_1} \tau_{v\vartheta}(z) dz = (\sigma_{sR} - \sigma_{sI}) \cdot A_s \\ &= N \frac{1}{1+n_{\vartheta}\mu} - \sigma_{s\vartheta z} \cdot A_s \end{aligned} \quad (41)$$

Zur Erzielung einer im o. g. Lastbereich beanspruchungsunabhängigen Rechnung wurde die Verbundkraft am Einzelstab  $T_{\vartheta} = 1,0$  gesetzt. Die nun berechenbaren Verbund-Einzelkräfte, das sind die bezogenen Verbundkräfte auf der Elementlänge  $\Delta z = 4,0$  cm, sind für die einzelnen Temperaturen und Verbundspannungsverläufe in Bild 5.26 angegeben.

Die mit der FE-Rechnung für diese Belastung mit im Inneren angreifenden Einzellasten ermittelten Betonzugspannungen sind in Bild 5.27 dargestellt. Und zwar deren Verlauf über die Dehnkörperhöhe  $y$  in den Längsschnitten  $x = 4,0$  cm und  $6,0$  cm sowie für verschiedene Schnitte in Stablängsrichtung  $z$ .



Die übliche Voraussetzung vom Ebenbleiben der Querschnitte kann nicht mehr aufrecht gehalten werden. Innerhalb der Einleitungslänge  $l_1$  bilden sich unabhängig von der Temperatur deutliche Zugspannungsmaxima und Spannungsgradienten aus, deren Größe mit sinkenden Temperaturen zunimmt. Das ausgeprägte Zugspannungsmaximum wird mit zunehmendem Abstand  $z$  vom Trennriß abgebaut. Die Zugspannungsverläufe werden zunehmend linearer. Eine im Querschnitt konstante Zugspannung hat sich aber am Ende der Einleitungslänge  $l_1$  sowohl bei RT wie bei TT noch nicht eingestellt. Bei der angewendeten Berücksichtigung der Verbundkräfte entlang der Verbundstrecke ist die Krafteinleitungsstrecke  $l_k$  immer größer als die über das Verbundgesetz hergeleitete Einleitungslänge.

Aus den dargestellten Betonzugspannungsverteilungen ist abzulesen, daß eine erneute Rißbildung und zwar dann Einrisse, nicht zwangsläufig, wie üblicherweise angenommen, außerhalb der Einleitungslänge  $l_1$  für  $\sigma_{bz}(z) = \beta_{z\sigma}$  einsetzt, sondern daß die Betonzugspannungsmaxima innerhalb der Einleitungslänge rißauslösend sein werden. Dies weisen auch die Versuchsergebnisse aus, vgl. Abschn. 4.6.2.

Da die Wirkung des Verbunds nicht kontinuierlich entlang des Bewehrungsstabes berücksichtigt, sondern in der FE-Rechnung durch Einzellasten idealisiert wurde, kann ein Rißkriterium nicht anhand eines Spannungsmaximums formuliert werden; denn dieses ist bei der durchgeführten Rechnung z. T. auch Folge der Lastannahmen. Desweiteren ist es heute unbestritten, daß das Trag- und Verformungsverhalten durch diskrete Betoneigenschaften an einzelnen Punkten nicht zutreffend charakterisiert wird, sondern daß dieses nur mit dem Verhalten einer die heterogene Betonstruktur kennzeichnende, repräsentative Volumeneinheit RVE beschreibbar ist /30, 31/. Die RVE besitzt mittlere Materialeigenschaften. Die Größe der RVE und deren Materialverhalten hängen bei Beton vom Größtkorndurchmesser  $\max D_K$  ab. Die RVE kann man sich als Würfel mit einer Kantenlänge  $D_E \approx 2,3 \max D_K$  vorstellen.

Somit kann nur eine in einer repräsentativen Fläche (bzw. RVE) wirkende mittlere Zugspannung das Kriterium für die Rißbildung liefern. In Anlehnung an die Definition der RVE, kann eine solche Fläche - angrenzend an die Knoten der Krafteinleitung - festgelegt werden, vgl. schraffierte Fläche in Bild 5.28. Die für diese Fläche gemittelten bezogenen Betonzugspannungen  $\bar{\sigma}_{bzm}$  entlang der Längsachse  $z$  zeigt Bild 5.28. Innerhalb der Einleitungslänge treten deutliche Maxima auf, die bei TT ausgeprägter sind als bei RT. Der Größtwert liegt bei TT ca. 9 cm vom Trennriß entfernt, bei RT ca. 13 cm. Dies entspricht etwa den in den Versuchen ermittelten temperaturabhängigen mittleren Endrißabständen, vgl. Tab. 4.5. Die in diesen Schnitten berechnete Spannungsverteilung ist in Bild 5.29 in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Es zeigt deutlich die maximal auftretenden Spannungsgradienten und den nur begrenzten Bereich der Spannungsspitze. Die zur Bestimmung der rißauslösenden mittleren Zugspannung zugrunde gelegte repräsentative Fläche deckt den maximal beanspruchten Bereich ab.

Somit ist es gerechtfertigt, anhand des Größtwertes der gemittelten bezogenen Zugspannungen  $\max \bar{\sigma}_{bzm}$  ein Rißkriterium zu formulieren. Ein Einriß entsteht, wenn:

$$\max \bar{\sigma}_{bzm} \cdot \tau_{\vartheta} = \beta_{Z\vartheta m} \quad (42)$$

$$\text{mit } \beta_{Z\vartheta m} = 0,284 \beta_{C\vartheta}^{2/3}$$

Mit Gl.n. (42) und (41) kann nun der Bezug zwischen der äußeren Zugkraft und dem Betonzugspannungsmaximum hergestellt werden. Die Normalkraft  $N_{ER\vartheta}$ , diese führt zum Einriß, ist damit wie folgt beschreibbar:

$$N_{ER\vartheta} = \left( \frac{\beta_{Z\vartheta m}}{\max \bar{\sigma}_{bzm}} \cdot n_s + \sigma_{s\vartheta z} \cdot A_s \right) (1 + n_s \mu) \quad (43)$$

mit  $n_s$  = Anzahl der Bewehrungsstäbe im Querschnitt.

Eine Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse von Gl. (43) unter Verwendung der Zugspannungsmaxima aus Bild 5.28 mit den Versuchsergebnissen, Kräfte bei denen die Bildung von Einrissen neben den Sollrissen detektiert wurde, zeigt Bild 5.30. Zwischen Versuch und Rechnung ist eine befriedigende Übereinstimmung feststellbar.

Eine Verallgemeinerung von Gl. (43), d. h. eine allgemeine Beschreibung der Beanspruchung, die in der Nähe von Trennrissen zu Einrissen führt, ist anhand der Berechnungen nicht möglich. Hierfür wären noch weitere Parameterstudien unter Berücksichtigung unterschiedlicher Betongüten, Bewehrungsgrade, Bauteilgrößen, Bewehrungsanordnungen etc. erforderlich, für deren Absicherung weitere Versuche erforderlich sind.

#### 5.8.3 Mitwirkung des Betons im Einrißquerschnitt

Zuvor konnte nachgewiesen werden, daß die Bildung von Einrissen innerhalb der Einleitungslänge neben den vorhandenen Trennrissen auf die konzentrierte Einleitung von Verbund-Trennrissen und den daraus resultierenden Betonzugspannungszuständen zurückgeführt werden kann. Da die Wirkung des Verbunds im verwendeten Rechenmodell durch im Inneren angreifende bezogene Einzelkräfte idealisiert wurde, kann dieses Rechenmodell die Veränderung des Verbundspannungsverlaufs nach erfolgter Einrißbildung nicht berücksichtigen. Der in Bild 5.25 dargestellte Ausschnitt eines Dehnkörpers mußte daher zur Berechnung der Spannungszustände bei Einrißbildung durch ein verändertes Rechenmodell abgebildet werden, das sowohl die Bewehrung wie die Kopplung der Bewehrung mit dem umgebenden Beton über Verbundelemente enthält. Zur Vereinfachung wurde als Rechenmodell eine Scheibe gewählt, dessen Elementtraster mit den verwendeten Materialkennwerten in Bild 5.31 dargestellt ist.

Da bei TT die Einrißbildung gegenüber RT wesentlich ausgeprägter ist, vgl. Abschn. 4.6.2, werden die Rechenergebnisse nur für  $\vartheta = -165\text{ °C}$  aufgeführt. Das TT-Verbundgesetz Gl. (32) konnte in diesem Fall in guter Näherung durch einen linearen Ansatz vereinfacht werden, vgl. Bild 5.31. Die Beanspruchung der Scheibe erfolgte über äußere Zugkräfte, die im Trennriß in der Mitte des Stahlelements angreifen. Diese entsprechen den Stahlzugspannungen im Trennriß. Die Rechnung wurde unter Zugrundelegung elastischen Materialverhaltens durchgeführt. Dies ist bei TT gerechtfertigt, vgl. /1/.

Zunächst wird das in Abschn. 5.8.2 ermittelte Einrißkriterium am Scheibenmodell überprüft. Für die Scheibe lautet dies: Der Querschnitt reißt ein, wenn die mittlere Betonzugspannung einer repräsentativen Flächeneinheit RFE die mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons erreicht. In Anlehnung an die Definition der RVE, vgl. Abschn. 5.8.2, entspricht die Höhe von 3 Scheibenelementen  $\Delta y = 4,8\text{ cm}$ , vgl. Bild 5.31, etwa der Kantenlänge einer RFE. Die für diese RFE berechneten maximalen mittleren Betonzugspannungen  $\sigma_{bm}$  sind in Abhängigkeit steigender Beanspruchung in Bild 5.32 dargestellt. Die dargestellten mittleren Betonzugspannungen gelten dabei für die unteren 3 Scheibenelemente  $y = 0 \div 4,8\text{ cm}$ . Diese Zugspannungen erreichen unabhängig von der anliegenden Last ca. 9 cm vom Trennriß entfernt ihren Größtwert. Bei einer Beanspruchung von  $N = 85\text{ kN}$  wird im Scheibenmodell das Einrißkriterium erfüllt, die berechneten mittleren Betonzugspannungen erreichen die zentrische Betonzugfestigkeit. Die aus dem Scheibenmodell bestimmbare Einrißlast für die Dehnkörper ist:

$$N_{ER} = 4 \cdot 85 = 340\text{ kN}$$

und aus dem 3-D-Modell:

$$N_{ER} = \left( \frac{6,83}{9,65 \cdot 10^{-5}} \cdot 4 + 46,4 \cdot 763 \right) (1 + 4,34 \cdot 0,0101) = 332\text{ kN}$$

Die Rechenergebnisse an der Scheibe und am 3-D-Modell sind also nahezu identisch. Das geringfügig größere Rechenergebnis der Scheibenrechnung ist auf die darin fehlende Berücksichtigung des Spannungsgradienten in Richtung der Dehnkörperbreite und des inneren thermischen Zwangs im Zustand I zurückzuführen.

In den weiteren Rechengängen wurden schrittweise von unten nach oben zunehmend die Kopplungen der Betonelemente im Querschnitt  $z = 9,6$  cm gelöst, wodurch ein Einriß und dessen Fortschritt im Scheibenmodell abgebildet wird. Unter Beibehaltung der Einrißlast  $N = 85$  kN wurden an der eingerissenen Scheibe die Spannungs- und Verformungszustände in Abhängigkeit von der Einrißtiefe  $t_R$  berechnet. Die Deformation des Elementrasters bei Einrißfortschritt zeigt Bild 5.33.

Im wesentlichen interessiert der Einfluß der Einrißtiefe  $t_R$  auf den Verlauf der Betonzugspannungen über der Scheibenhöhe. Diese Verläufe im Einrißquerschnitt,  $z = 9,6$  cm, und in 2 weiteren ungerissenen Schnitten, ca. 6 und 20 cm vom Einriß entfernt, sind in Bild 5.34 dargestellt.

Die Betonzugspannungen hinter der Rißwurzel wurden wiederum über 3 Elemente ( $\Delta y = 4,8$  cm  $\approx D_K$  (RVE)) gemittelt. Der Vergleich dieser gemittelten Betonzugspannung mit der mittleren zentrischen Betonzugfestigkeit liefert wieder das Kriterium, ob der Einriß fortschreitet oder zum Stillstand kommt. Bei geringen Einrißtiefen wächst die gemittelte Betonzugspannung gegenüber dem nicht eingerissenen Zustand zunächst an. Erst bei einer Einrißtiefe von 9,6 cm erreicht sie etwa wieder die Größe der mittleren Betonzugfestigkeit und bei  $t_R = 12,8$  cm sinkt sie deutlich unter diesen Wert ab. Der Einrißfortschritt kommt durch Spannungsumlagerungen zum Stillstand. Allerdings verbleibt im Einrißquerschnitt eine Mitwirkung des Betons, wenn auch im schwächeren Ausmaß, erhalten. Dies steht im Einklang mit den in den Versuchen an Dehnkörpern beobachteten Rißbildung und Stahlspannungsverläufen, vgl. Abschn. 4.5 und 4.6.

Die Spannungsspitzen an der Rißwurzel werden mit zunehmendem Abstand vom Einriß schnell verteilt. Ca. 6 cm vom Einriß entfernt erreichen die charakteristischen gemittelten Betonzugspannungen nicht mehr die Größe wie im nicht eingerissenen Zustand. Nach 20 cm hat sich der Spannungszustand nahezu ausgeglichen.

Die über die drei unteren Elemente gemittelten, d. h., die für die RFE berechneten mittleren Betonzugspannungen liegen bei der eingerissenen Scheibe weit unter denen der ungerissenen, auch bildet sich innerhalb der Einleitungslänge kein Maximum mehr aus, vgl. Bild 5.35. Weitere Einrisse können sich somit nur von den im Inneren auftretenden Zugspannungsmaxima her ausbilden, siehe Bild 5.34, oder es entstehen neue Trennrisse, wenn die Betonspannung außerhalb der Einleitungslänge die Betonzugfestigkeit erreicht. Beides ist allerdings nur bei weiterer Laststeigerung möglich.

Die in den Scheibenrechnungen ermittelten Stahl- und Verbundspannungen zeigen die Bilder 5.36 und 5.37. Für die Scheibe ohne Einrisse sind außerdem die Ergebnisse der geschlossenen Lösung in Anlehnung an /22, 29/ gestrichelt eingezeichnet. Diese unterscheiden sich nur wenig von denen der FE-Rechnung. Eine Vernachlässigung der Betonverformungen kann daher auch weiterhin bei der Berechnung für Beanspruchungen unterhalb der Einrißlast gerechtfertigt werden.

Während die gerechneten Verläufe der Stahlspannungen in Abhängigkeit von der Rißtiefe den Versuchsergebnissen entsprechen, vg. Bild 5.19, sind die Verläufe der Verbundspannungen nur schwer anhand der Versuche überprüfbar. Folgendes ist aber bemerkenswert: Der Maximalwert der Verbundspannung am Trennriß wird vom Einriß und dessen Rißtiefe kaum beeinflusst, mit zunehmender Einrißtiefe bildet sich neben dem Einriß ein neues Verbundspannungsmaximum aus. Zwischen Trenn- und Einriß wechselt die Verbundspannung das Vorzeichen. Dies deuten die Rechenergebnisse nur an. Zu einer verbesserten Beschreibung wäre eine feinere Elementteilung

erforderlich. Ob das TT-Verbundgesetz dann noch anwendbar ist, ist z. Zt. noch nicht geklärt, vgl. /3/.

Die Rechenergebnisse zeigen, daß unter Verwendung des TT-Verbundgesetzes, Gl. (32), in einer FE-Rechnung auch komplexere Fragestellungen lösbar sind. Die sich bei der einfachen Form des Verbundgesetzes anbietende geschlossene Lösung der DGL des verschieblichen Verbunds zur Beschreibung der Spannungs- und Dehnungszustände eignet sich bei Dehnkörpern mit an den Seiten konzentrierter Bewehrungsanordnung nicht mehr uneingeschränkt. Die Bildung von Einrissen und die anschließenden Spannungs- und Verformungszustände können mit ihr nicht beschrieben werden.

## 6 ZUSAMMENFASSUNG

Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung und auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wurde experimentell an zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben aufgezeigt. Tiefe Temperaturen heben die Erstrißkräfte auf ein deutlich höheres Niveau, führen zu einer größeren Dehnsteifigkeit und vergrößern die Mitwirkung des Betons. Diese Beeinflussungen sind im wesentlichen auf die tieftemperaturbedingte Steigerung der Betonzugfestigkeit und des Verbundwiderstands zurückzuführen.

Die bekannten, an zentrisch bewehrten Dehnkörpern ermittelten Rißbilder mit einer kontinuierlichen Rißteilung durch Trennrisse wurden in den Dehnversuchen nicht festgestellt. Nach der Bildung eines Trennrisses bilden sich zunächst in dessen Nachbarschaft Einrisse, ehe ein weiterer Trennriß auftritt. Tiefe Temperaturen fördern die Bildung von Einrisen. Dies ist auf die unterschiedliche Steigerung des Verbundwiderstands und der Betonzugfestigkeit zurückzuführen.

Zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustands sowie der Rißbildung von Dehnkörpern wurden Berechnungsgleichungen bzw. -modelle entwickelt, die auch den Einfluß tiefer Temperaturen berücksichtigen. Dabei wurde von Rechenansätzen ausgegangen, deren Gültigkeit bei Normalbedingungen hinlänglich nachgewiesen wurde. Durch Einführen der zuvor in dieser Arbeit hergeleiteten Berechnungsgleichungen für die TT-Materialkenndaten, den Verbundwiderstand und den inneren thermischen Zwang wurde eine Anwendung dieser Ansätze im Tieftemperaturbereich ermöglicht.

Eine allgemeine Beschreibung des Verhaltens der Dehnkörper gelang mit diesen Ansätzen aber nicht. Die bei der Herleitung der Rechenansätze zugrunde gelegten Voraussetzungen, wie Ebenbleiben der Querschnitte, kontinuierliche Rißteilung durch Trennrisse, werden von den Dehnkörpern auch in Nähe-



nung nicht erfüllt. Nur für den Zustand I und für Berechnungen, bei denen die Betonverformungen nur unbedeutende Einflüsse ausüben und somit vernachlässigbar sind, kann sowohl bei RT wie TT von diesen Ansätzen ausgegangen werden.

Der verbundorientierte Weg (Lösung der DGL des verschieblichen Verbunds) zur Beschreibung der Ribbildung kann bei den Dehnkörpern mit an den Seitenflächen konzentrierter Bewehrungsanordnung nicht mehr angewendet werden. Nicht die Verbundlänge sondern die Krafteinleitung mit den dabei auftretenden Betonzugspannungsgradienten bestimmen die Ribbildung. Neben bestehenden Trennrissen, innerhalb der Krafteinleitungsstrecke, entstehen Einrisse. Die tieftemperaturbedingte Steigerung des Verbundwiderstands verstärkt die Einribbildung. Mit Hilfe von FE-Berechnungen konnten die Spannungszustände innerhalb der Kraftleitungsstrecke in Abhängigkeit des Verbundwiderstands bestimmt werden. Mit ihnen gelang die Formulierung eines Kriteriums zur Einribbildung in Abhängigkeit von der Temperatur.

Zur Entwicklung der Ribbreite bei tiefen Temperaturen können nur erste Anhalte hergeleitet werden. Die in den Ausziehversuchen beobachteten Verschiebungssprünge treten auch in Stahlbetonbauteilen auf. Sie führten zu sprunghaften Vergrößerungen der Ribbreite. Mit den aus den TT-Verbundmodellen hergeleiteten Grenzspannungen gelingt eine zutreffende Beschränkung der Beanspruchung, bei der diese Sprünge ausgeschlossen werden können.

Eine Übertragung der Ergebnisse auf Spannbetonbauteile ist durchaus möglich. In Einpreßmörtel eingebettete Spannstähle weisen zumeist nur einen geringen Verbundwiderstand auf, so daß der Einfluß der Spannglieder auf die Ribbildung vernachlässigt werden kann. Allerdings hebt die Vorspannung die Ribkräfte auf ein höheres Niveau. In den hergeleiteten Rechenansätzen wäre somit die Betonzugfestigkeit um das Maß der Dekompression  $\sigma_{bv}$  zu vergrößern.

## 7 LITERATUR

- / 1/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dez. 1984
- / 2/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 3 und 4, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1985
- / 3/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. Schriftenreihe des DAfStb, Veröffentlichung in Vorbereitung
- / 4/ Wiedemann, G.; Scheuermann, J.; Kordina, K.; Rostásy, F. S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur. Abschlußbericht V198/DAfStb, Mai 1983
- / 5/ Iványi, G.; Schäper, M.: Biegerißbildung von Stahlbetonbalken bei tiefkalten Temperaturen. Bauingenieur 58, 1983
- / 6/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Dissertation, Universität Essen, 1984
- / 7/ Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen. Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84-8. Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum, Dez. 1984

- / 8/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 4, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer Verlag, Berlin, 1976
- / 9/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II, 1978
- /10/ Scheuermann, J.; Sprenger, K.-H.; Rostásy F. S.: Thermische Dehnung von Beton bei tiefen Temperaturen und gleichzeitiger einachsiger Druckbeanspruchung. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, 84/85
- /11/ Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- /12/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAfStb, Heft 208, 1969
- /13/ Rostásy, F. S.; Henning, W.: Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang - Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Mai 1983
- /14/ Rostásy, F. S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4 und 5/1985
- /15/ Rostásy, F. S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975

- /16/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- /17/ Eibl, J.; Inványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAfStb Heft 260, 1976
- /18/ Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton 2/75
- /19/ Leonhardt, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften. Beton- und Stahlbetonbau 7 und 8/1985
- /20/ Rostásy, F. S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984
- /21/ Martin, H.; Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAfStb, Heft 319, 1981
- /22/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAfStb, Heft 296, 1978
- /23/ Beeby, A. W.: Concrete in the ocean, Cracking and Corrosion. Technical Report, No. 1, Cement und Concrete Association, 1978
- /24/ Iványi, G.; Schäper, M.: Kälteversuche an unbewehrten Betonscheiben. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität-Gesamthochschule-Essen, H. 17, Mai 1981

- /25/ Broms, B. B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journal, Oct. 1965
- /26/ Broms, B. B.; Lutz, L. A.: Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. ACI-Journal, Nov. 1965
- /27/ Beeby, A. W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected to pure tension. Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association, June 1972
- /28/ Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität-Gesamthochschule Essen, Sept. 1985
- /29/ Krips, M.: Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Forschungsbericht des Institutes für Massivbau der TH Darmstadt, 1984
- /30/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976
- /31/ König, G.; Jahn, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. Beton- und Stahlbetonbau 78, 9 und 10/1983

Tab. 2.1 : Wesentliche Parameter der Dehnkörperversuche

Versuchskörper	Bewehrung BSt 420/500RU	Bewehrungsgrad		Prüftemperatur ϑ
		$\mu_N^{1)}$	$\mu_K^{2)}$	
DK 1 DK 2	2x2Ø16 mm	1,01%	1,63%	+ 20 °C - 165 °C
DK 4 DK 5 DK 6 DK 3 <sup>3)</sup>	2x3Ø16 mm	1,53%	2,47%	+ 20 °C - 100 °C - 165 °C - 165 °C
DK 8 DK 7	2x2Ø22 mm	1,94%	2,42%	+ 20 °C - 165 °C

1)  $\mu_N$  Bewehrungsgrad im Normalbereich

2)  $\mu_K$  Bewehrungsgrad im Sollriß

3) einseitig ausgetrocknet

Tab. 2.2 : Querschnittswerte der Dehnkörper

Versuchskörper	ϑ °C	μ %	Normalbereich			Sollriß	
			$A_b$ cm <sup>2</sup>	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_i$ cm <sup>2</sup>	$A_b$ cm <sup>2</sup>	$A_i$ cm <sup>2</sup>
DK 1 DK 2	+ 20 - 165	1,01	800	8,04	862,1 835,5	500	562,1 535,5
DK 4 DK 5 DK 6, DK 3	+ 20 - 100 - 165	1,53	800	12,06	893,1 859,0 853,2	500	593,1 559,0 553,2
DK 8 DK 7	+ 20 - 165	1,94	800	15,21	917,4 867,1	644	761,4 711,1

Tab. 2.3 : Zusammensetzung des untersuchten Betons und Prüfergebnisse bei RT (Begleitversuche)

	Betonage 1	Betonage 2
Mischungsverhältnis Zement:Zuschlag:Wasser in Gewichtsteilen	1 : 6,4 : 0,82	1 : 6,4 : 0,79
Zementgehalt	300 kg/m <sup>3</sup>	300 kg/m <sup>3</sup>
Zuschlag in GT 0/2 mm	50 %	50 %
2/8 mm	40 %	40 %
8/16mm	10 %	10 %
Würfeldruckfestigkeiten nach 28 Tagen	29 N/mm <sup>2</sup>	33 N/mm <sup>2</sup>
bei Versuchsdurchführung	33 N/mm <sup>2</sup>	37 N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul bei Versuchsdurchführung	20930 N/mm <sup>2</sup>	23130 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit bei Versuchsdurchführung	2,52 N/mm <sup>2</sup>	2,93 N/mm <sup>2</sup>
Feuchte $u_m$	7,75 %	7,63 %
Lagerungsdauer	169 Tage	151 Tage
Dehnkörper	DK 1, DK 2 DK 8, DK 7	DK 4, DK 5 DK 6, DK 3

Tab. 2.4 : Materialkennwerte der verwendeten Bewehrungsstähle bei RT

Nenn $\varnothing$ mm	Ist $\varnothing$ mm	$R_{p0,2}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_m$ N/mm <sup>2</sup>	$A_{10}$ %	$E_s$ kN/mm <sup>2</sup>
16	15,9	484	710	17,5	205,7
22	22,1	472	718	20,0	204,5

Tab. 3.1 : Zwangspannungen infolge unterschiedlichen thermischen Dehn-  
verhaltens von Beton und Stahl - Berechnungsergebnisse

Eingangsgrößen:  $E_{so} = 205,73 \text{ kN/mm}^2$   
 $E_{bo} = 22,03 \text{ kN/mm}^2$  ( $u_m = 7,69 \%$ )  
 $\epsilon_{s\vartheta 0}$  nach Gl.(3)  
 $\epsilon_{b\vartheta 0}$  nach Bild 3.2

Bewehrungsgrad $\mu$ :			1,01%		1,53%		1,94%	
$\vartheta$ °C	$\epsilon_{s\vartheta 0}$ %	$\epsilon_{b\vartheta 0}$ %	$\sigma_{s\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{b\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{b\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{b\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>
+ 20	0	0	0	0	0	0	0	0
- 20	-0,440	-0,240	39,10	-0,39	37,75	-0,58	36,76	-0,71
- 60	-0,859	-0,456	81,36	-0,82	78,99	-1,21	77,22	-1,50
- 100	-1,254	-0,832	87,63	-0,89	85,40	-1,31	83,72	-1,62
- 140	-1,615	-1,184	91,82	-0,93	89,75	-1,37	88,18	-1,71
- 165	-1,817	-1,368	97,11	-0,98	95,06	-1,45	93,50	-1,81
- 170	-1,855	-1,397	99,34	-1,00	97,26	-1,49	95,68	-1,86

Tab. 4.1 : Innere thermische Zwangsbeanspruchung der Dehnkörper infolge  
Abkühlung - Versuchsergebnisse

$\sigma_{s\vartheta Z}$  : Versuchsergebnis  
 $\sigma_{b\vartheta Z} = -\sigma_{s\vartheta Z} \cdot \mu$

Dehnkörper	$\vartheta$ °C	$\mu$ %	$\sigma_{s\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{b\vartheta Z}$ N/mm <sup>2</sup>	$\frac{\text{innerer Zwang aus Versuch}}{\text{innerer Zwang aus Theorie}}$ %
DK 2	- 165	1,01	46,4	- 0,47	48
DK 5	- 100	1,53	55,0	- 0,84	64
DK 3	- 165	1,53	22,4	- 0,34	24
DK 6	- 165	1,53	61,9	- 0,95	65
DK 7	- 165	1,94	30,3	- 0,59	32

mittel  $\approx 47 \%$



Tab. 4.2 : Dehnsteifigkeit im Zustand I  
- Vergleich zwischen Versuch und Rechnung

Versuchs- körper	Θ °C	μ %	Rechnung Gl.(20)	Versuch Gl.(21)
			$K_D^I$ 10 <sup>6</sup> kN	$K_D^I$ 10 <sup>6</sup> kN
DK 1	+ 20	1,01	2,034	2,138
DK 2	- 165		3,551	4,187
DK 4	+ 20	1,53	2,108	2,208
DK 5	- 100		3,092	3,370
DK 6	- 165		3,626	7,524
DK 3 <sup>1)</sup>	- 165		3,626	3,857
DK 8	+ 20	1,94	2,165	2,141
DK 7	- 165		3,689	3,508

1) einseitig natürlich ausgetrocknet

Tab 4.3 : Dehnsteifigkeiten bei abgeschlossener Rißbildung

Versuchs- körper	Θ °C	μ %	$K_D^{II}$ 10 <sup>6</sup> kN	$K_{De}$ 10 <sup>6</sup> kN	$K_{Dgrenz}$ 10 <sup>6</sup> kN
DK 1	+ 20	1,01	0,183	0,177	0,165
DK 2	- 165		0,237	0,197	0,185
DK 4	+ 20	1,53	0,308	0,353	0,248
DK 5	- 100		0,305	0,245	0,256
DK 6	- 165		0,342	0,289	0,277
DK 3 <sup>1)</sup>	- 165		0,321	0,304	0,277
DK 8	+ 20	1,94	0,333	0,310	0,311
DK 7	- 165		0,496	0,334	0,342

1) einseitig natürlich ausgetrocknet

Tab. 4.4 : Beanspruchungszustände zur Eingrenzung der Rißbildung

Dehn- körper			Erstriß				stabilisiertes Rißbild			
	$\mu$ %	$\vartheta$ °C	Sollriß		Normalbereich		$N_e$ kN	$\sigma_{sRe}$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{me}$ ‰	$m_e^{1)}$ -
			$N_R^{1S}$ kN	$\sigma_{sR}^{1S}$ N/mm <sup>2</sup>	$N_R^{1N}$ kN	$\sigma_{sR}^{1N}$ N/mm <sup>2</sup>				
DK 1	1,01	+ 20	69	90	104	141	219	289	1,24	11
DK 2		- 165	223	292	290	382	441	624	1,94	12
DK 4	1,53	+ 20	95	83	120	101	219	189	0,75	17
DK 5		- 100	254	222	320	272	589	556	2,17	15
DK 6		- 165	247	216	424	363	572	497	1,76	19
DK 3 <sup>2)</sup>		- 165	209	182	409	362	559	490	1,84	15
DK 8	1,94	+ 20	117	72	135	87	419	279	1,35	12
DK 7		- 165	384	242	452	287	673	434	1,89	17

<sup>1)</sup>  $m_e$  : Anzahl der Risse (Trenn- und Einrisse) auf der vorderen Stirnfläche  
(Schmalseite, Betonierunterseite)

<sup>2)</sup> einseitig natürlich ausgetrocknet

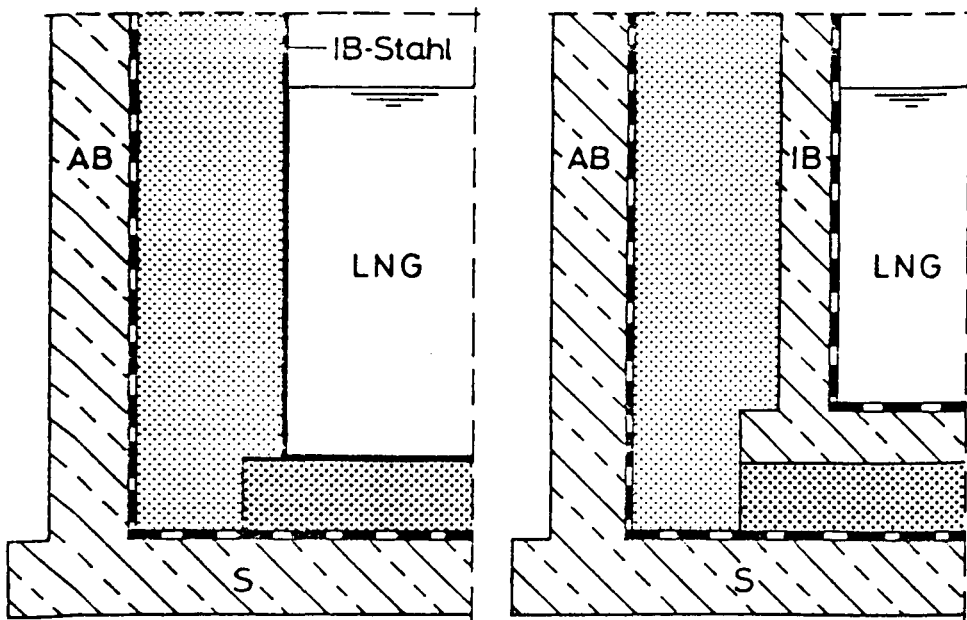
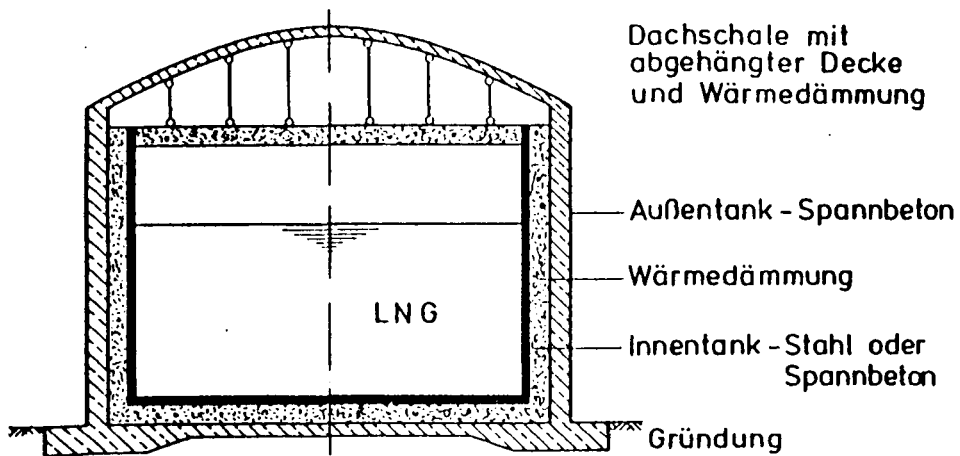
Tab. 4.5 : Rißabstände  $s_{Rme}$  nach Beendigung der Versuche an den Seiten-  
flächen der Dehnkörper

Bewehrung		2x2 Ø 16 $\mu=1,01\%$	2x3 Ø 16 $\mu=1,53\%$		2x2 Ø 22 $\mu=1,94\%$
$\vartheta$ °C	Seitenfläche	$s_{Rme}$ cm	$s_{Rme}$ cm		$s_{Rme}$ cm
+ 20		DK 1	DK 4		DK 8
	oben	24,4 (28,3)	21,6 (22,7)		18,1 (23,8)
	vorn	14,3	9,3		12,5
	unten	19,4	23,9		17,8
	hinten	28,7	15,7		16,3
- 100			DK 5		
	oben		17,1 (37,9)		
	vorn		10,0		
	unten		15,9		
- 165	hinten		17,6		
		DK 2	DK 6	DK 3	DK 7
	oben	26,0 (39,3)	19,0 (34,6)	21,7 (37,9)	18,7 (31,2)
	vorn	12,3	8,1	10,6	8,9
	unten	20,4	20,5	20,9	21,3
	hinten	18,0	16,0	11,7 <sup>1)</sup>	13,8

<sup>1)</sup> Seitenfläche mit einseitiger natürlicher Austrocknung  
( ) Trennriß-Abstände

Tab. 5.1 : Mechanische Kennwerte der Baustoffe für den Tieftemperaturbereich

$\vartheta$ °C	$E_{s\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{b\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>	$\eta_{\vartheta}$ -	$\beta_{C\vartheta}$ N/mm <sup>2</sup>	$\beta_{Z\vartheta,5\%}$ N/mm <sup>2</sup>	$\beta_{Z\vartheta m}$ N/mm <sup>2</sup>	$\beta_{Z\vartheta,95\%}$ N/mm <sup>2</sup>
+ 20	205730	22030	9,34	25,80	1,52	2,48	3,44
- 20	210061	28506	7,37	60,56	2,68	4,38	6,08
- 60	214392	34982	6,13	87,15	3,42	5,58	7,74
- 100	218723	41457	5,28	105,55	3,89	6,34	8,80
- 140	223055	47933	4,65	115,78	4,13	6,75	9,36
- 165	225762	51981	4,34	118,02	4,19	6,83	9,48
- 170	226303	52790	4,29	118,08	4,19	6,84	9,48



AB : Spannbetonaußen-  
tank

IB : Innenbehälter

S : Sohlplatte



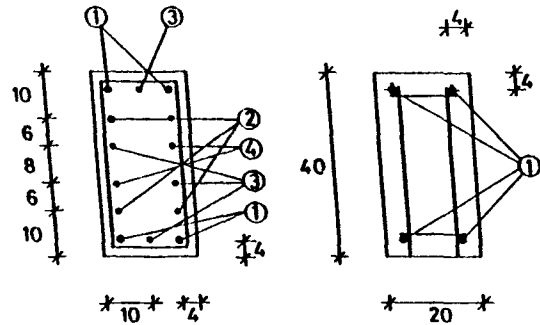
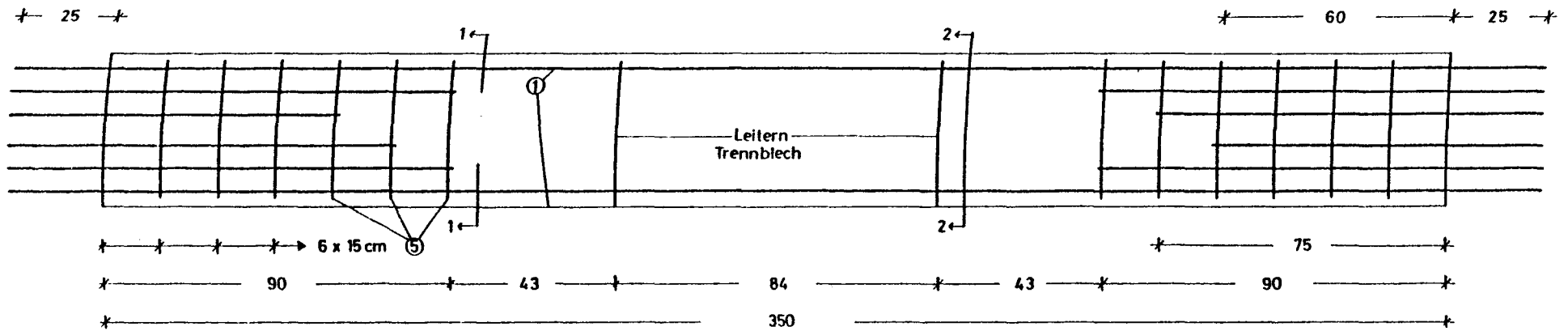
Wärme -

dämmung

Dichthaut

Spannbeton

Bild 1.1: Aufbauschema und Ausschnitte der Bodenbereiche von LNG - Lagerbehältern (schematisch)



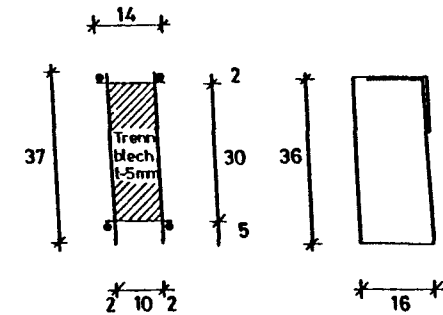
Schnitt 1-1

Schnitt 2-2

①	4 $\varnothing$ 16	$l = 4,00$ m
②	8 $\varnothing$ 12	$l = 1,15$ m
③	8 $\varnothing$ 12	$l = 1,00$ m
④	4 $\varnothing$ 12	$l = 0,85$ m
⑤	12 Bügel $\varnothing$ 10	$s_b = 0,15$ m
		$l = 1,25$ m

Baustoffe : BSt 420/500 RU

2 x herstellen

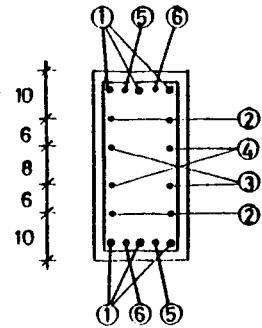
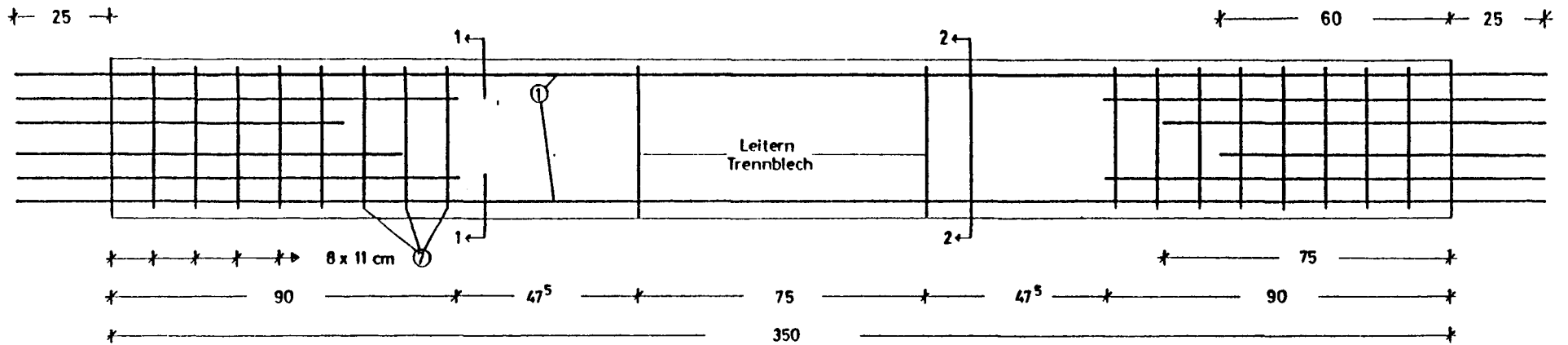


2 Leitern  $\varnothing$  6

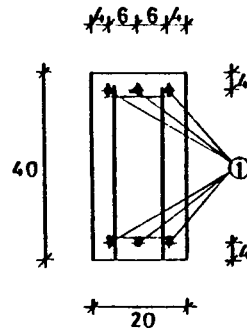
Außenmaße

Bewehrungsplan  
Dehnkörper DK1,2  
Maßstab 1:10

Bild 2.1 : Bewehrungsanordnung und Ausbildung der Sollrisse der Dehnkörper DK 1 und DK 2



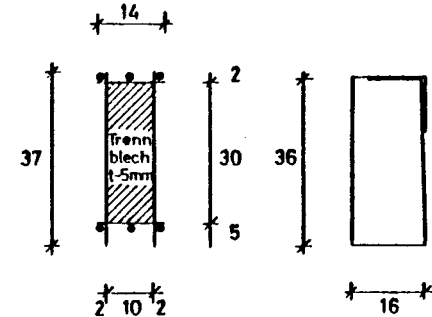
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

①	6 # 16	$l = 4,00 \text{ m}$
②	8 # 12	$l = 1,15 \text{ m}$
③	2 # 12	$l = 1,00 \text{ m}$
④	2 # 12	$l = 0,85 \text{ m}$
⑤	2 # 8	$l = 1,00 \text{ m}$
⑥	2 # 8	$l = 0,85 \text{ m}$
⑦	16 Bügel # 10	$s_b = 0,11 \text{ m}$
		$l = 1,25 \text{ m}$
Baustoffe :		BSt 420/500 RU

4 x herstellen

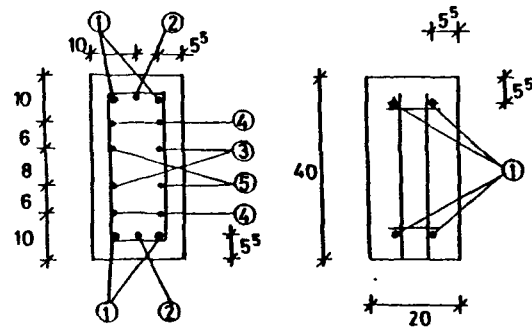
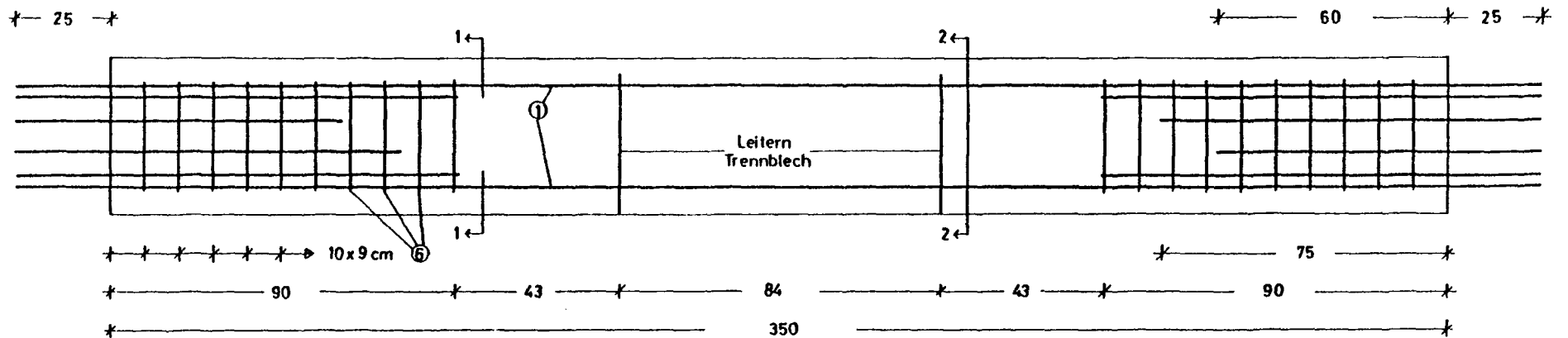


2 Leitern # 6

Außenmaße

Bewehrungsplan  
Dehnkörper DK3-6  
Maßstab 1:10

Bild 2.2 : Bewehrungsanordnung und Ausbildung der Sollrisse der Dehnkörper DK 3 bis DK 6

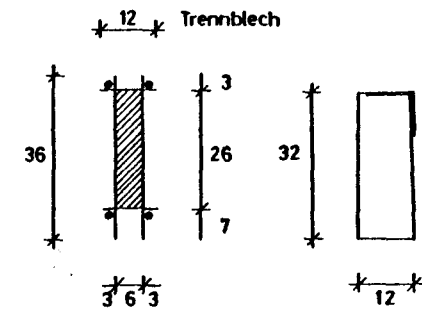


Schnitt 1-1

Schnitt 2-2

①	4 $\varnothing$ 22	$l \approx 4,00$ m
②	2 $\varnothing$ 16	$l \approx 1,15$ m
③	4 $\varnothing$ 12	$l \approx 1,15$ m
④	8 $\varnothing$ 12	$l \approx 1,00$ m
⑤	4 $\varnothing$ 12	$l \approx 0,85$ m
⑥	20 Bügel $\varnothing$ 10	$s_b = 0,09$ m
		$l \approx 1,10$ m
Baustoffe : BSt 420/500 RU		

2 x herstellen



2 Leitern  $\varnothing$  6

Außenmaße

Bewehrungsplan  
Dehnkörper DK7,8  
Maßstab 1:10

Bild 2.3 : Bewehrungsanordnung und Ausbildung der Sollrisse der Dehnkörper DK 7 und DK 8



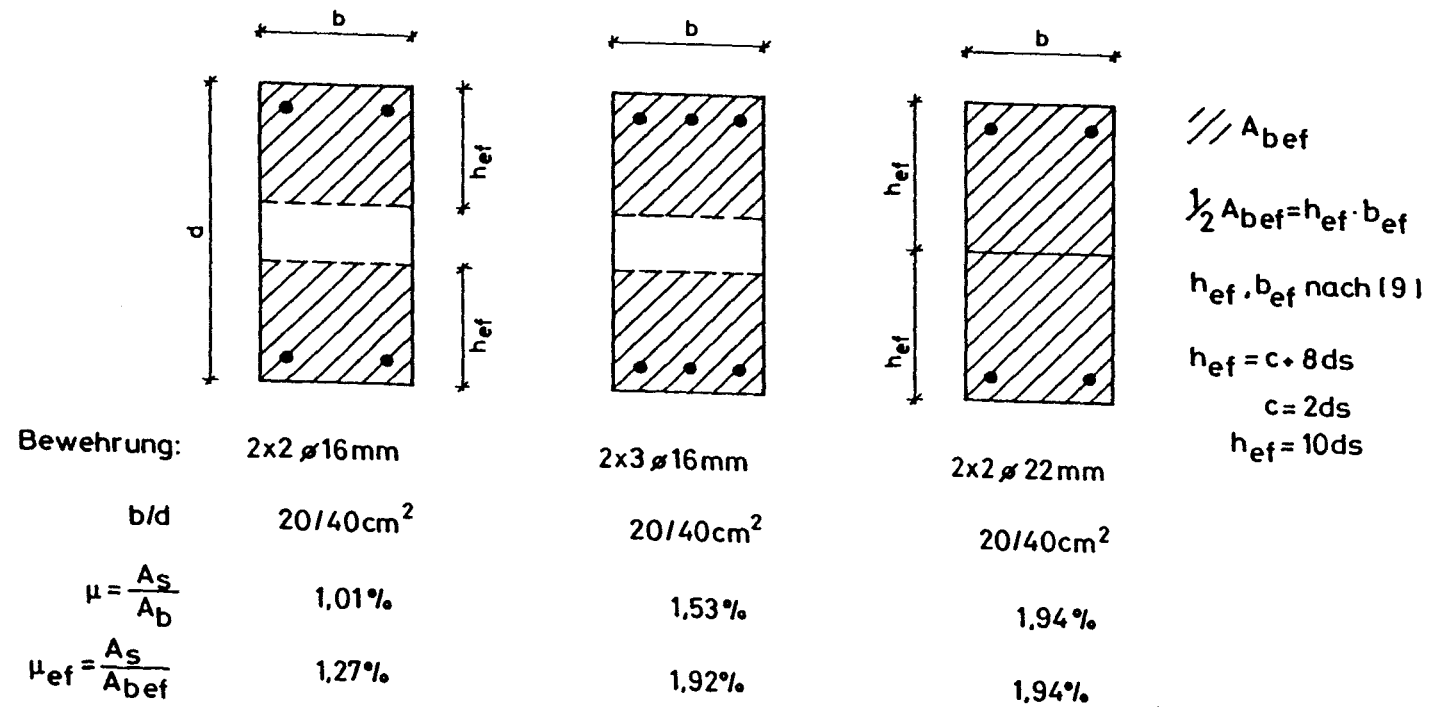


Bild 2.4 : Bewehrungsgrade der Dehnkörper

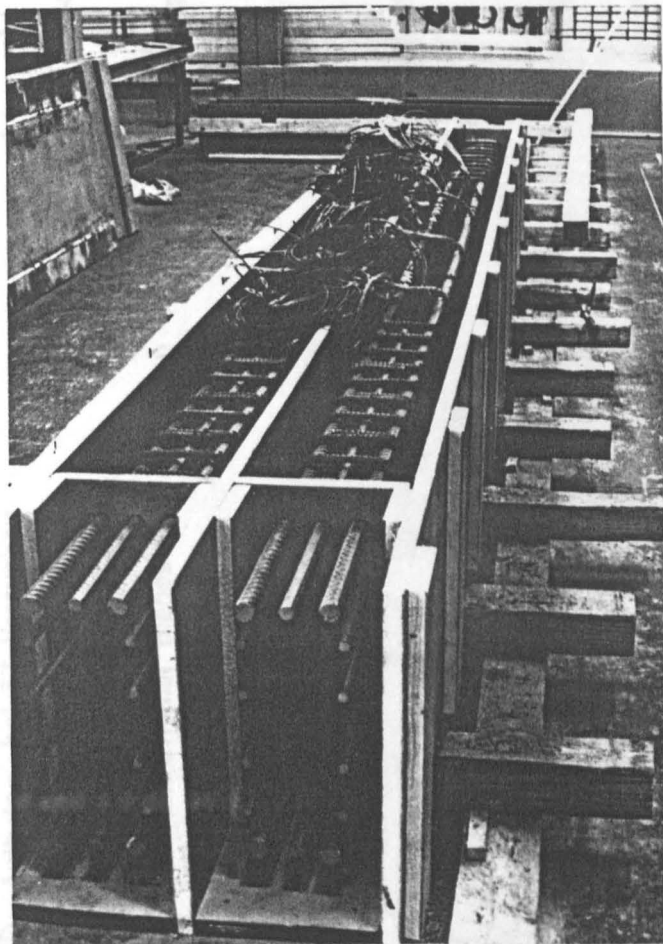
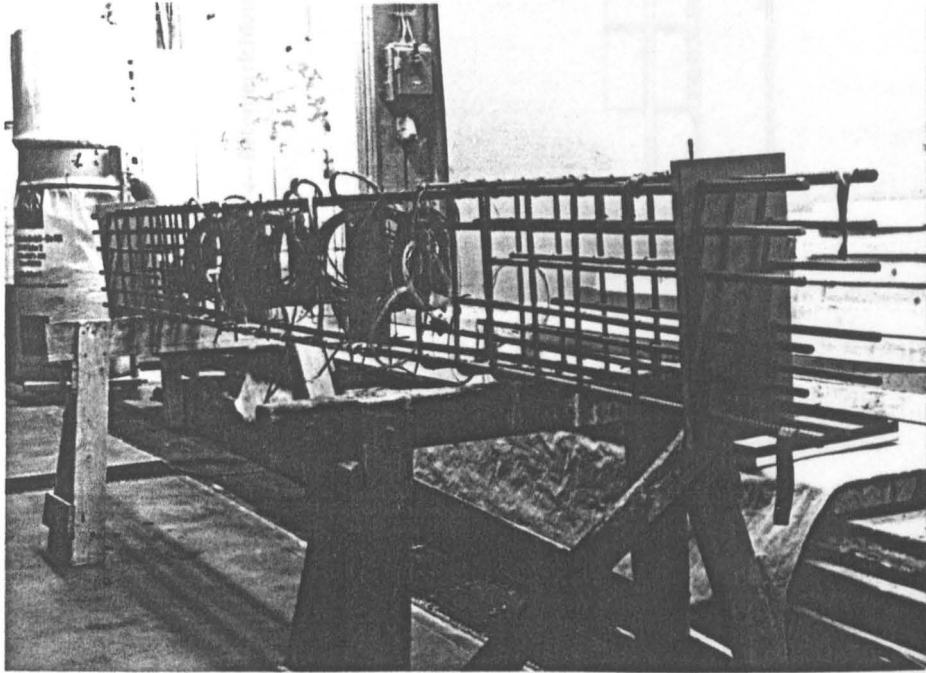


Bild 2.5 : Vorgefertigter Bewehrungskorb außerhalb und in der Schalung

- ① Dehnkörper
- ② Zugglied
- ③ Stirnplatte
- ④ Aufbeton bei TT-Versuchen
- ⑤ Hydraulische Presse
- ⑥ Kugelkalotte mit Kraftmeßdose
- ⑦ Prüfraumen mit biegesteifen Konsolen
- ⑧ Kältekammer

Lage des Balkens bei :

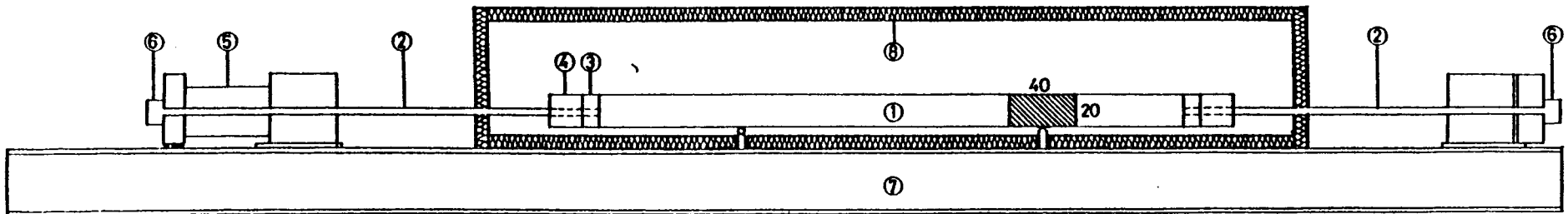
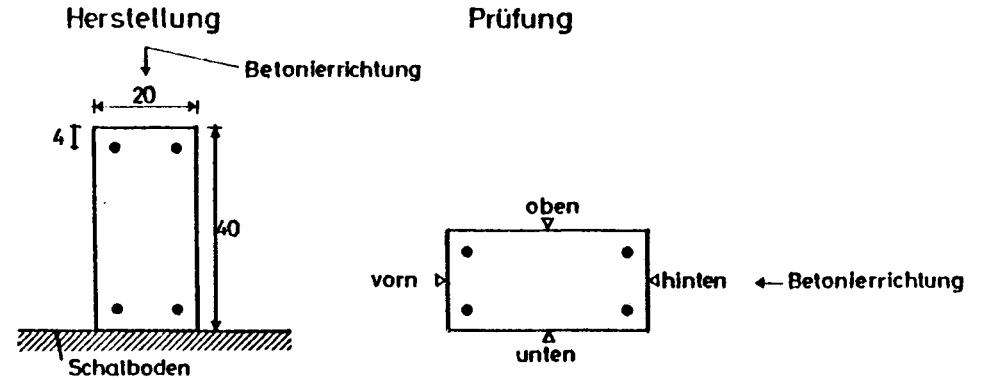
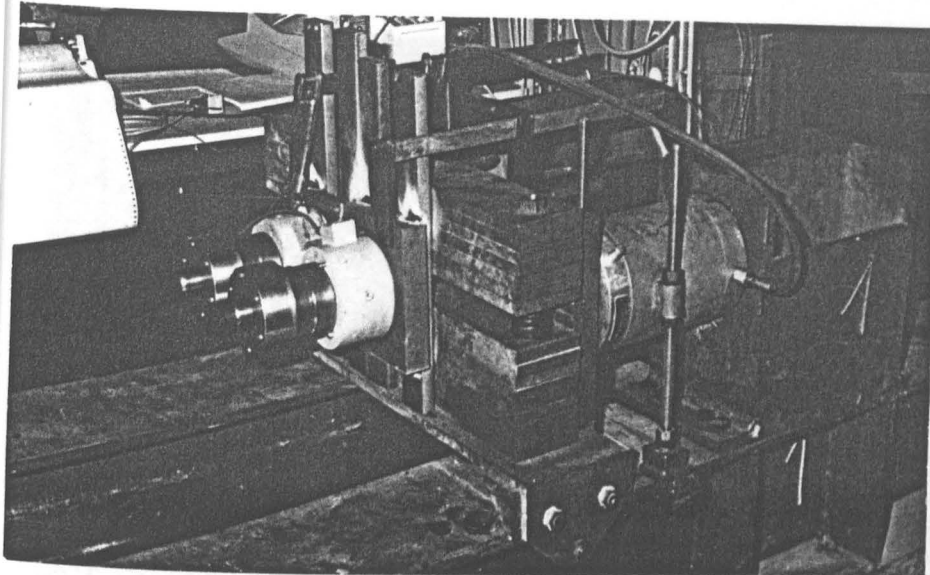
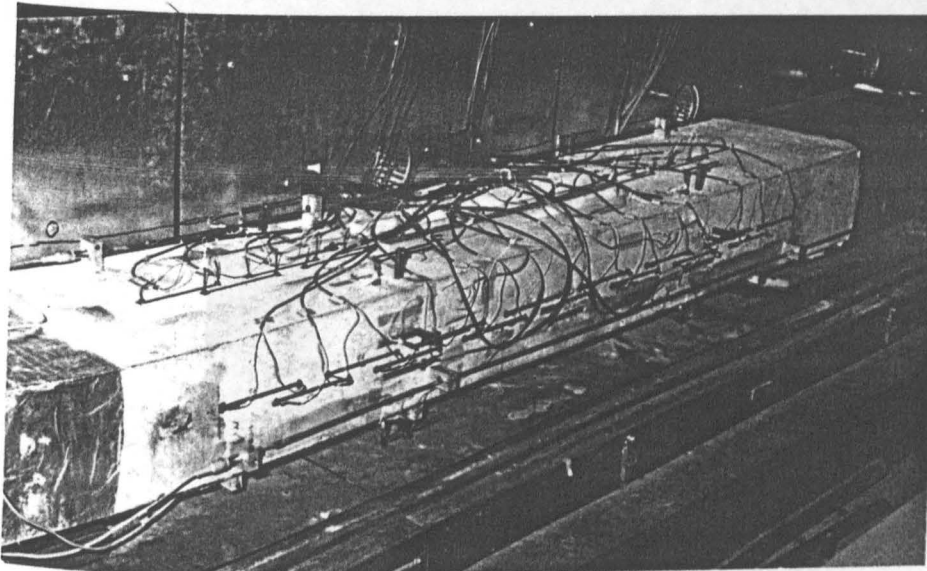


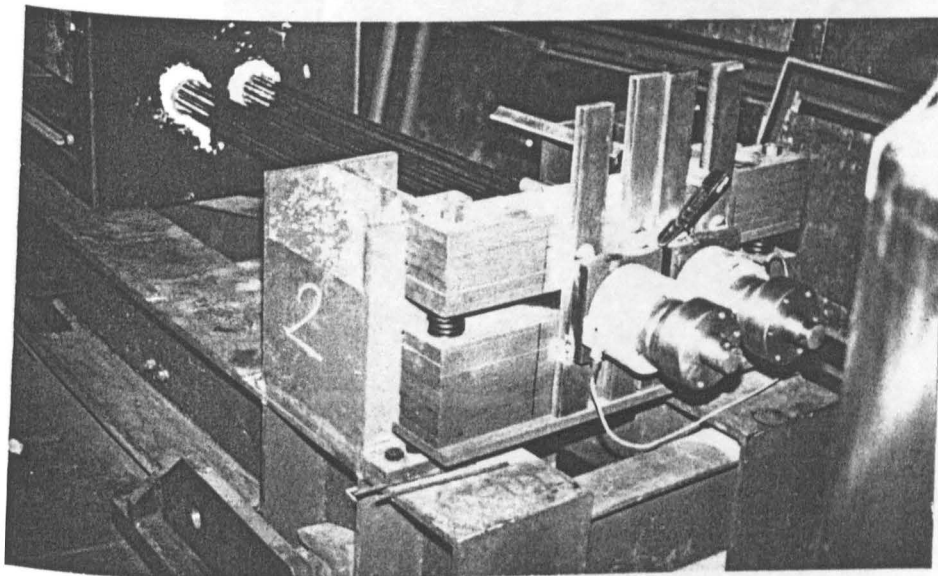
Bild 2.6 : Versuchsaufbau der Dehnversuche bei tiefen Temperaturen



Belastugsein-  
richtung mit  
Kraftmessung

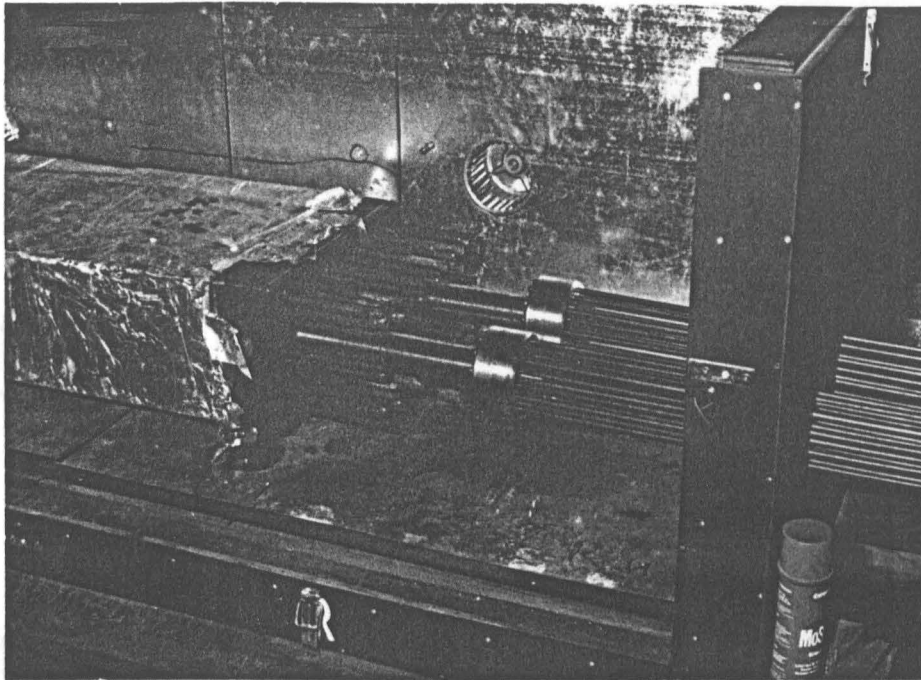


Dehnkörper mit  
Instrumentierung

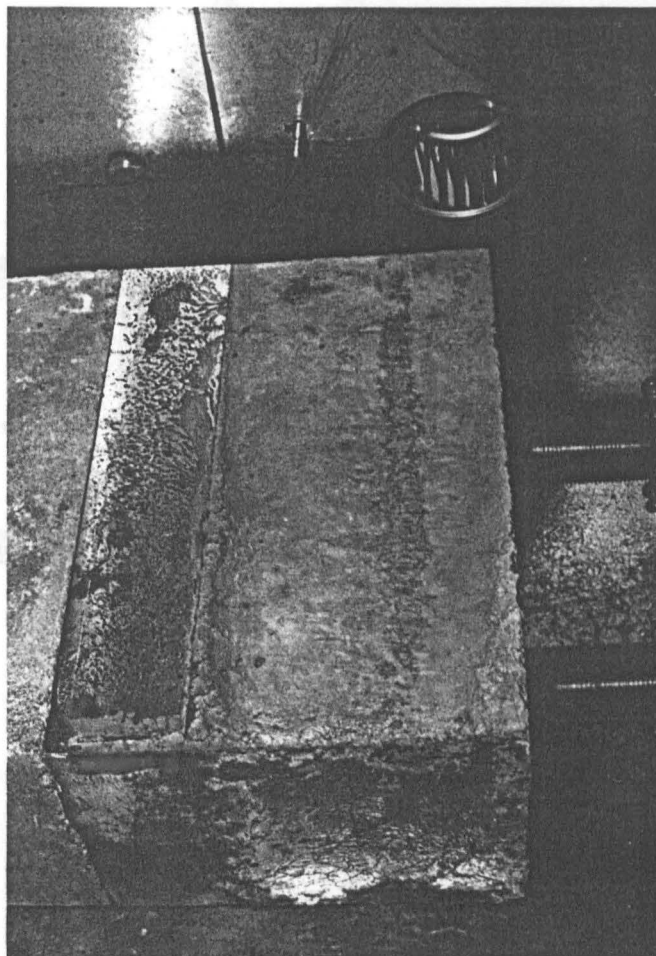


Widerlager mit  
Kraftmessung

Bild 2.7 : Versuchseinrichtung



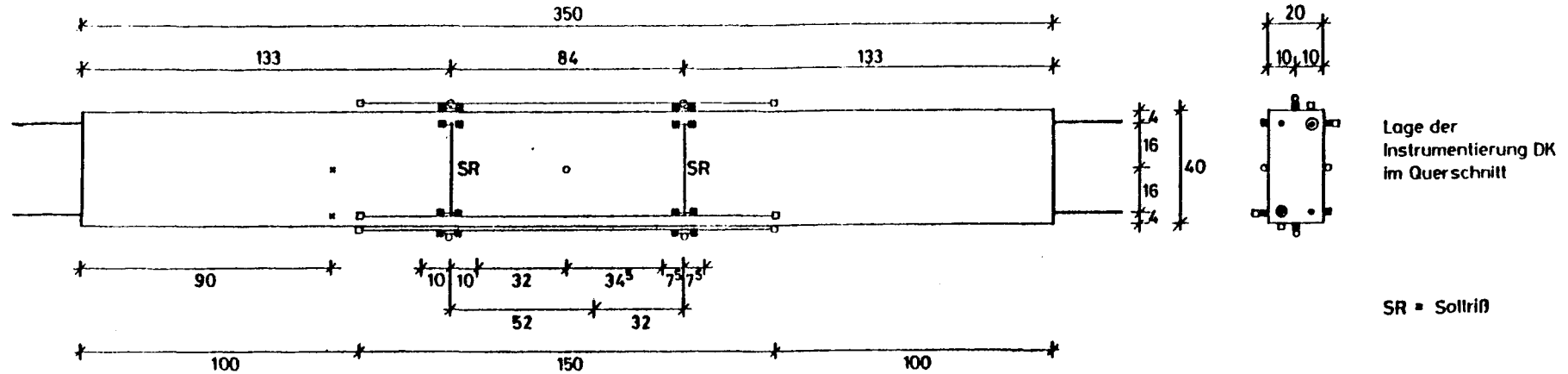
RT-Versuche  
Verankerung  
durch Ver-  
schweißen



TT-Versuche  
Verankerung  
durch Auf-  
beton

Bild 2.8 : Verankerung der Längsbewehrung an den Stirnplatten

## Meßstellen am Beton



## Meßstellen am Bewehrungsstahl Meßstab (A) $\phi 16$ 4x

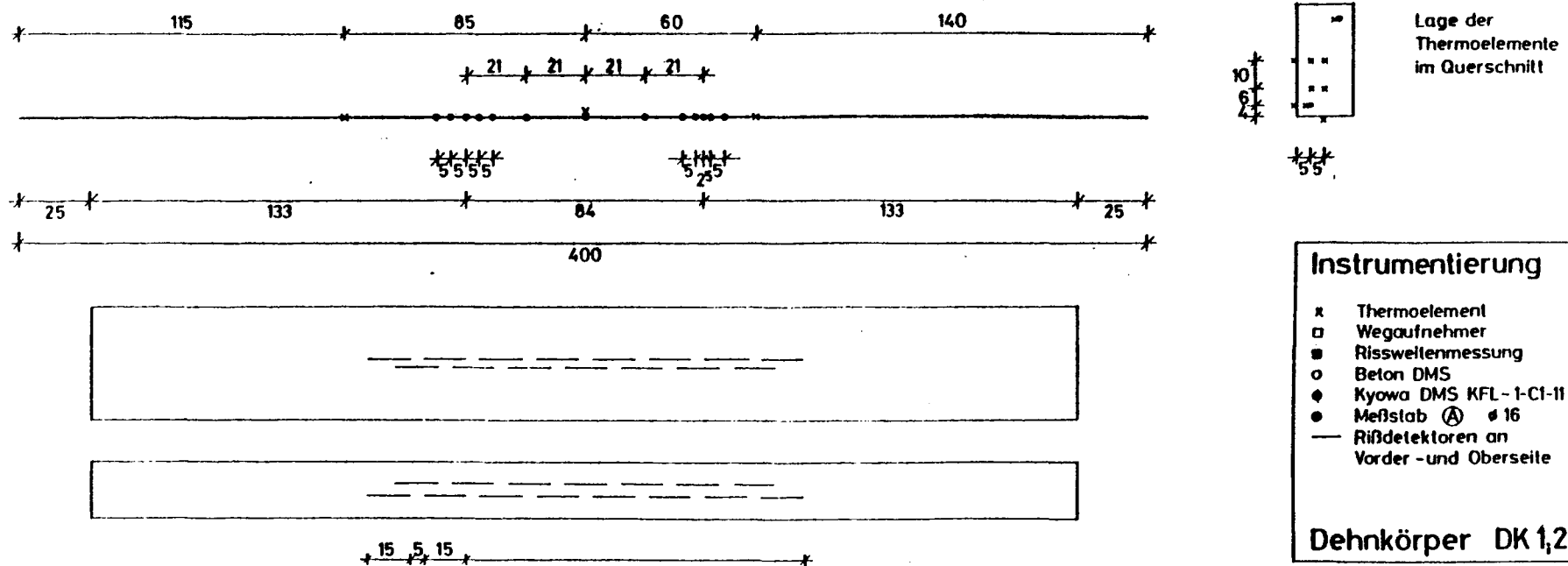
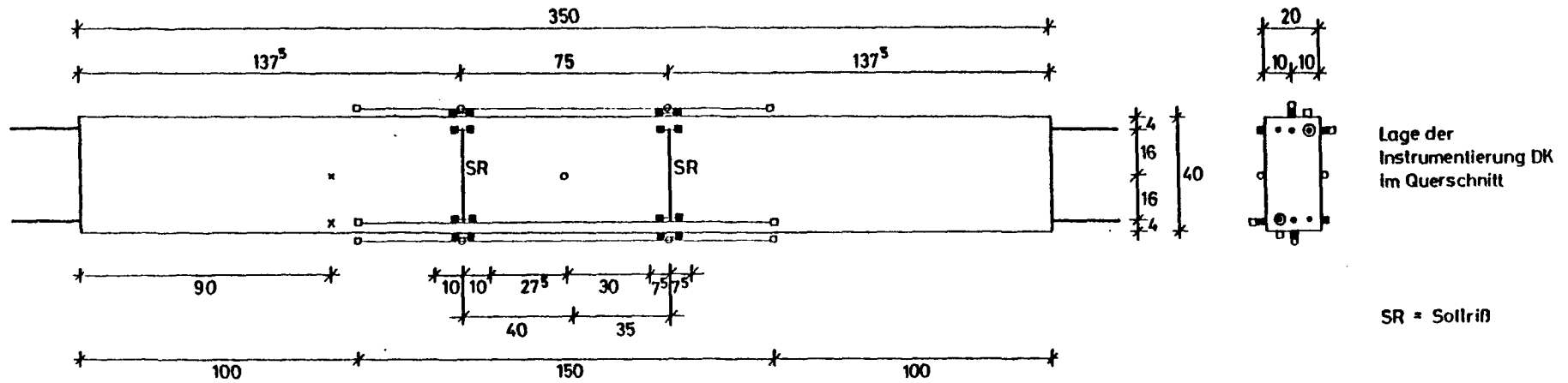


Bild 2.9 : Verwendete Meßsysteme und deren Anordnung bei den Dehnversuchen DK 1 und DK 2

## Meßstellen am Beton



## Meßstellen am Bewehrungsstahl Meßstab ⑧ Ø 16 8x

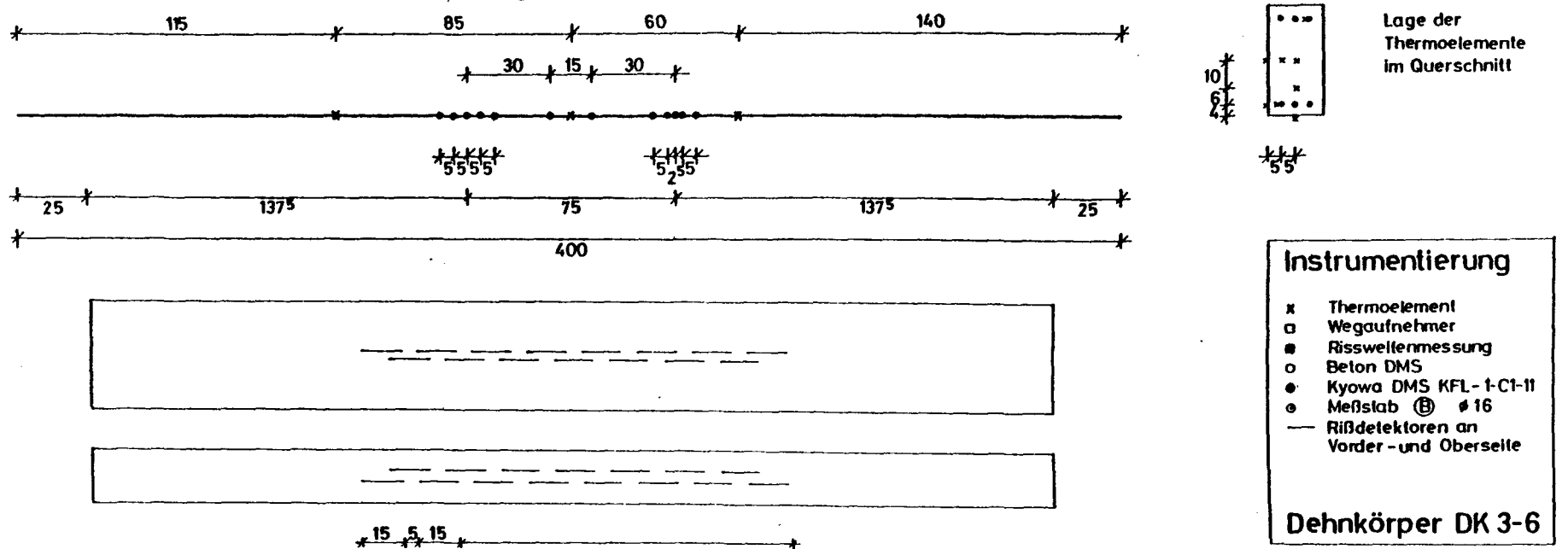
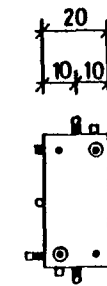


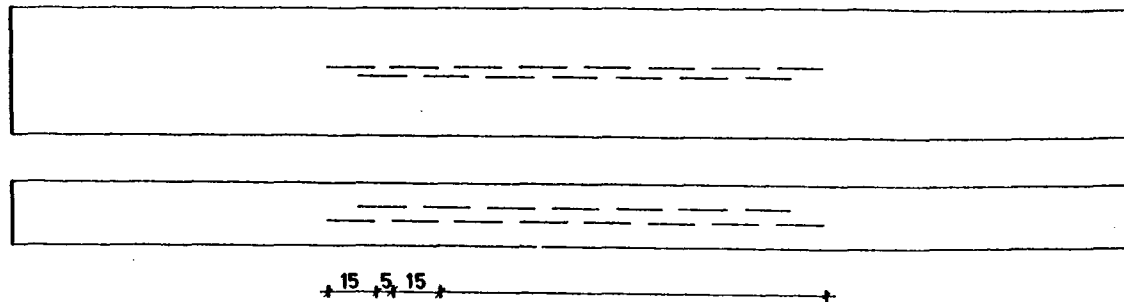
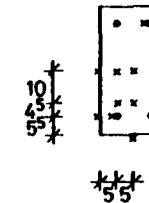
Bild 2.10 : Verwendete Meßsysteme und deren Anordnung bei den Dehnversuchen DK 3 bis DK 6

Technical drawing of a rectangular structure, likely a cross-section of a building or a large container. The drawing includes dimensions and labels:

- Overall Dimensions:**
  - Top horizontal dimension: 350
  - Bottom horizontal dimension: 100
  - Right vertical dimension: 40
- Internal Dimensions and Labels:**
  - Top horizontal segments: 133, 84, 133
  - Bottom horizontal segments: 90, 10, 10, 32, 34<sup>5</sup>, 7<sup>5</sup>, 7<sup>5</sup>, 32, 100
  - Right vertical segments: 5<sup>5</sup>, 14<sup>5</sup>, 14<sup>5</sup>, 5<sup>5</sup>
  - Internal vertical dimension: 52
  - Internal horizontal dimension: 150
  - Labels: SR (appearing twice), 100, 150, 100



### Lage der Instrumentierung DK im Querschnitt



## Instrumentierung

<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00059681>



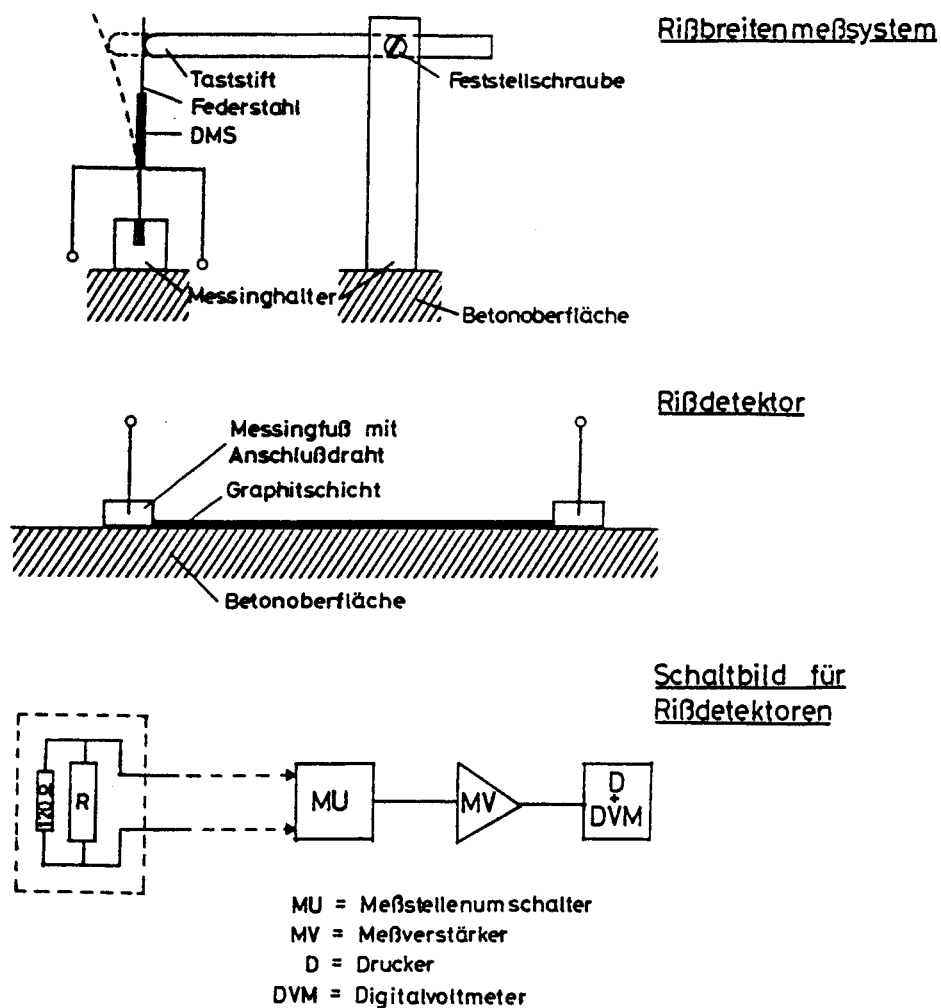


Bild 2.12 : Meßsysteme zur Ermittlung der Rißbildung und der Rißbreite

Abkühlgeschwindigkeit :  $0,2\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$   
 Kammertemperatur :  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$

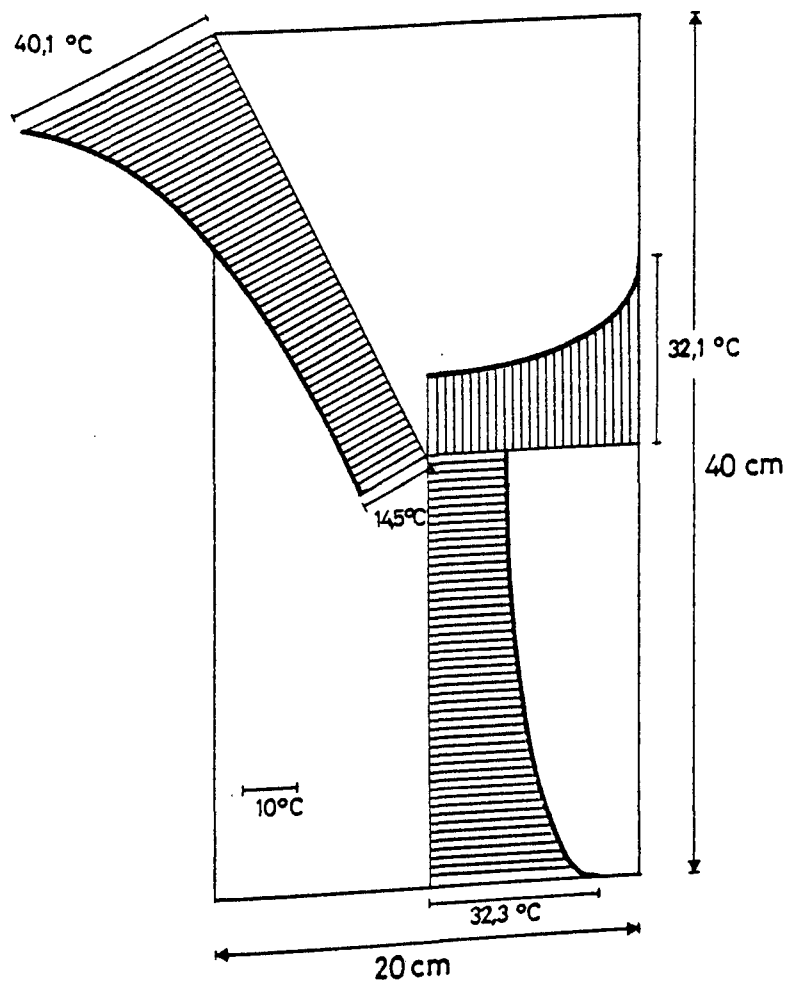
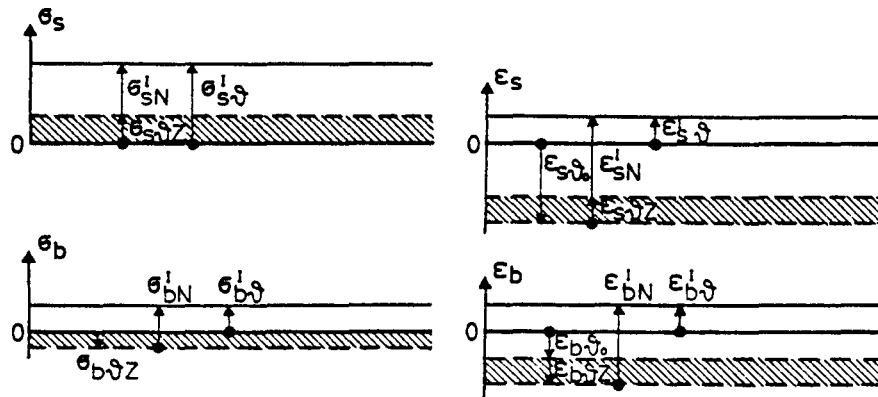
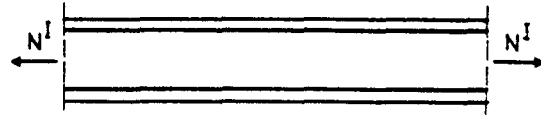
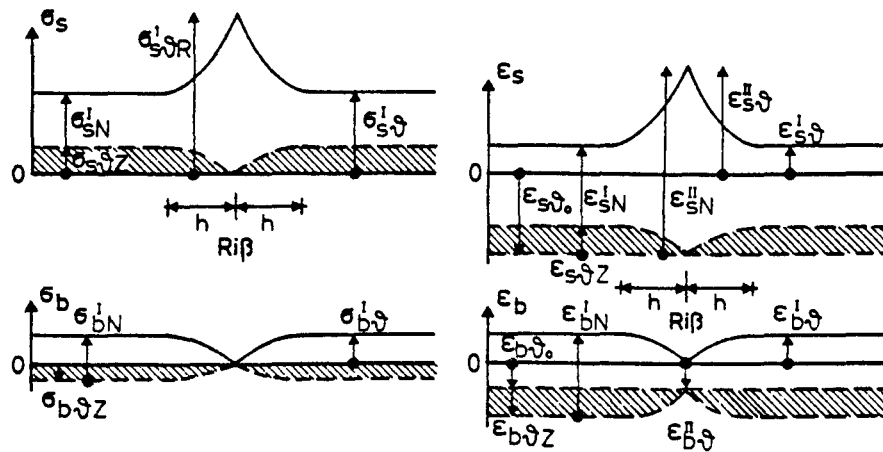


Bild 2.13 : Temperaturfeld bei Abkühlung der Dehnkörper

Zustand I:



Zustand II:



/// Einfluß des inneren thermischen Zwangs

Bild 3.1 : Schematische Darstellung des Einflusses des inneren thermischen Zwangs auf Spannungs- und Dehnungsverläufe im Dehnkörper

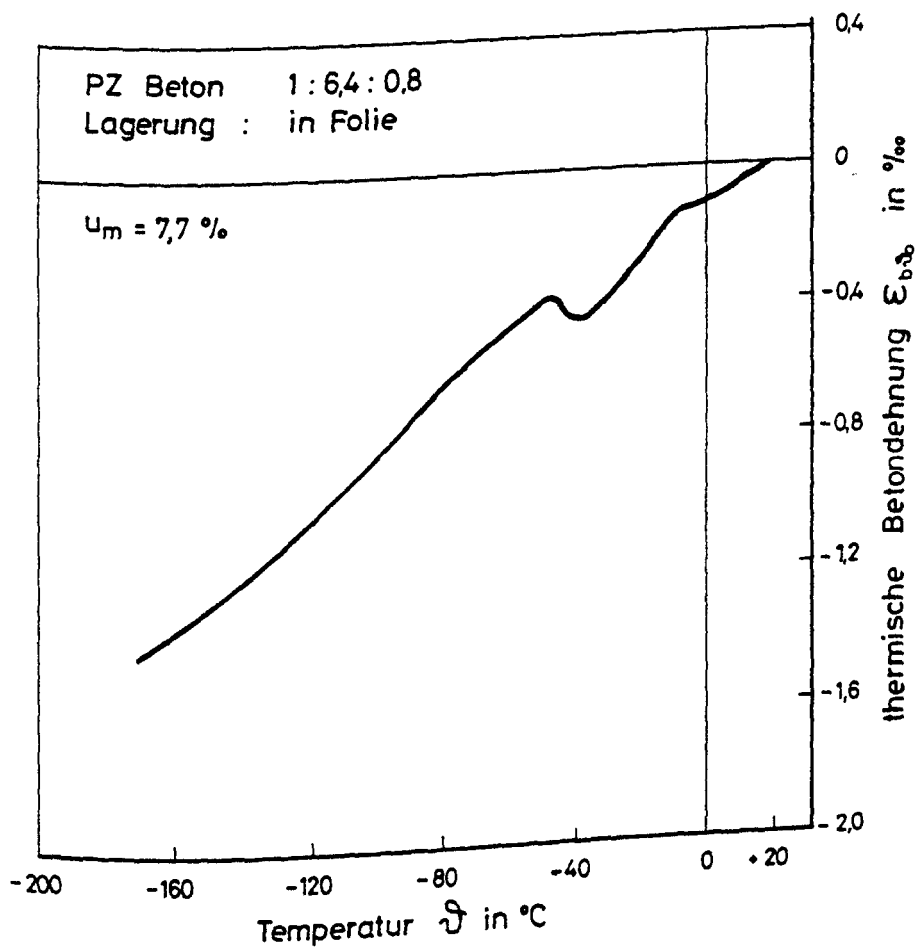


Bild 3.2 : Freie thermische Dehnung des Betons

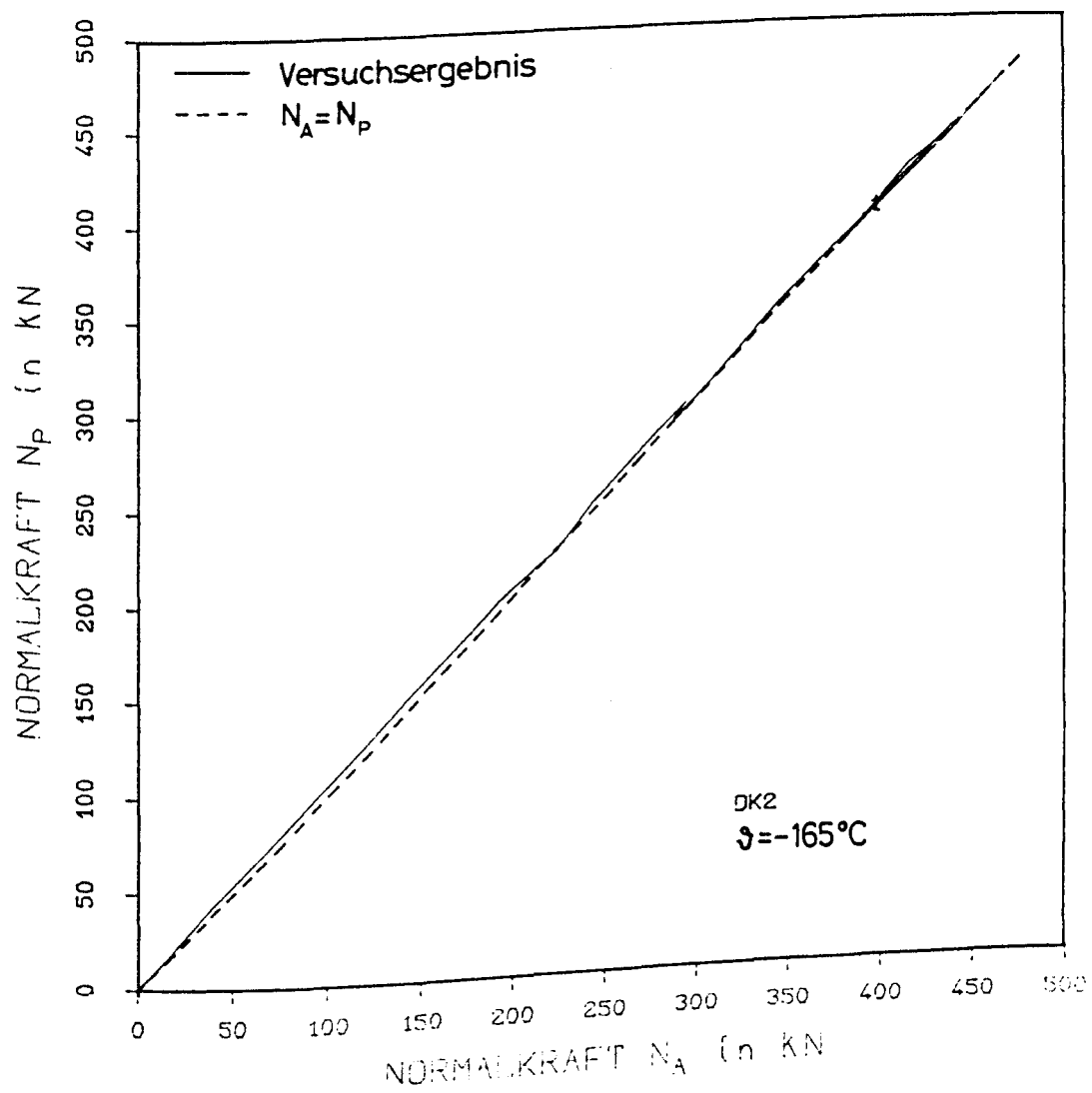


Bild 4.1 : Gemessene Normalkräfte am aktiven und passiven Widerlager

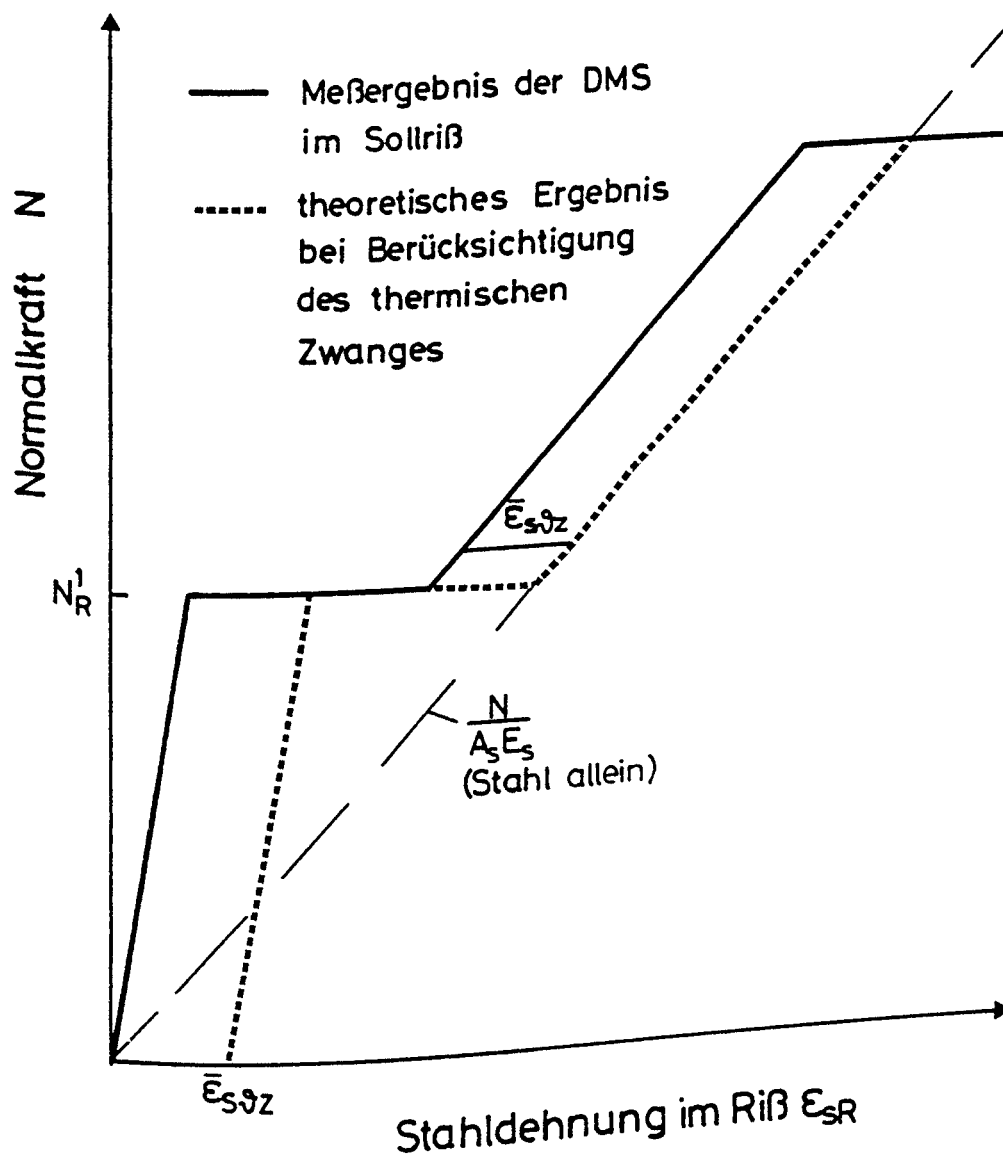


Bild 4.2 : Schematische Darstellung der Stahldehnungen im Sollriß bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

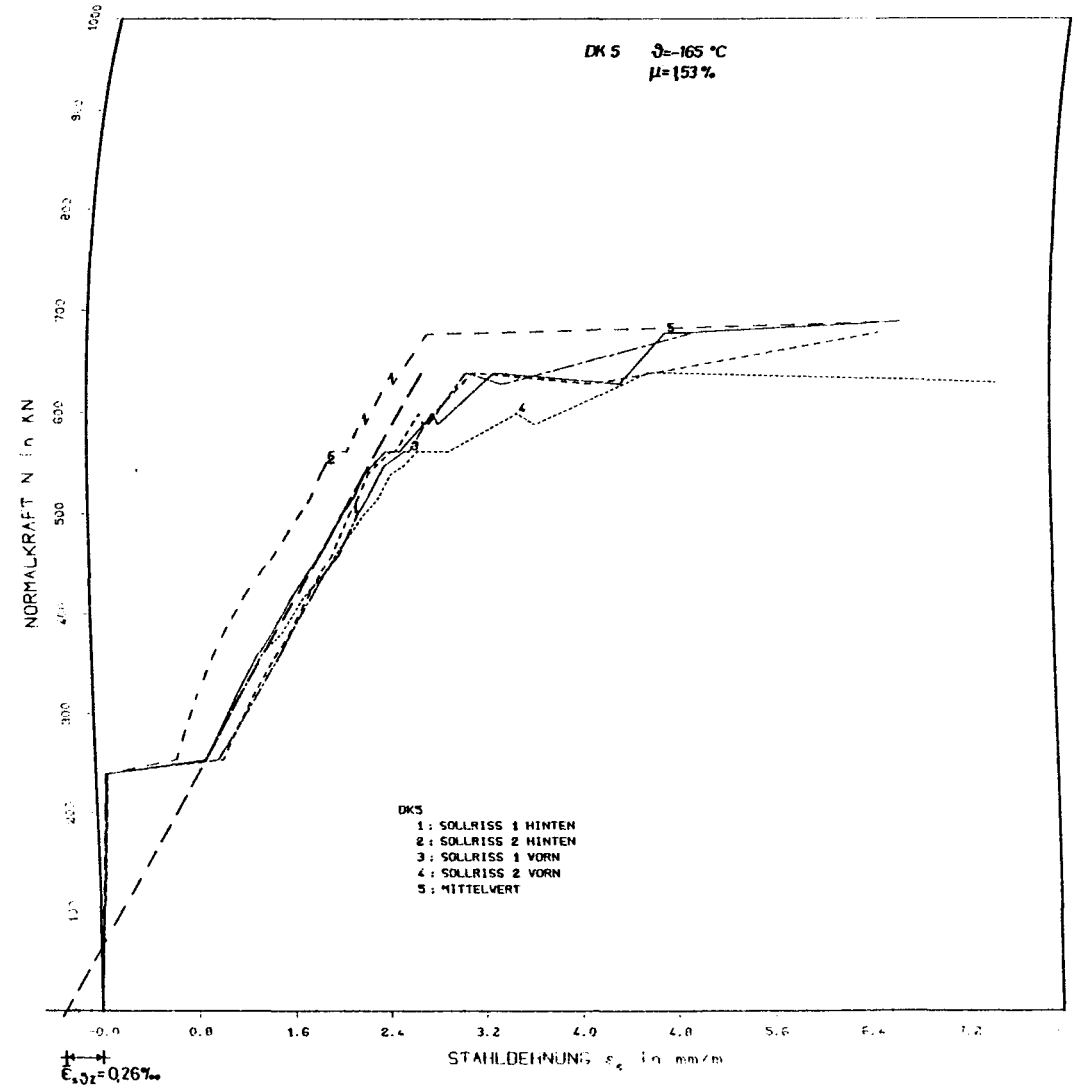
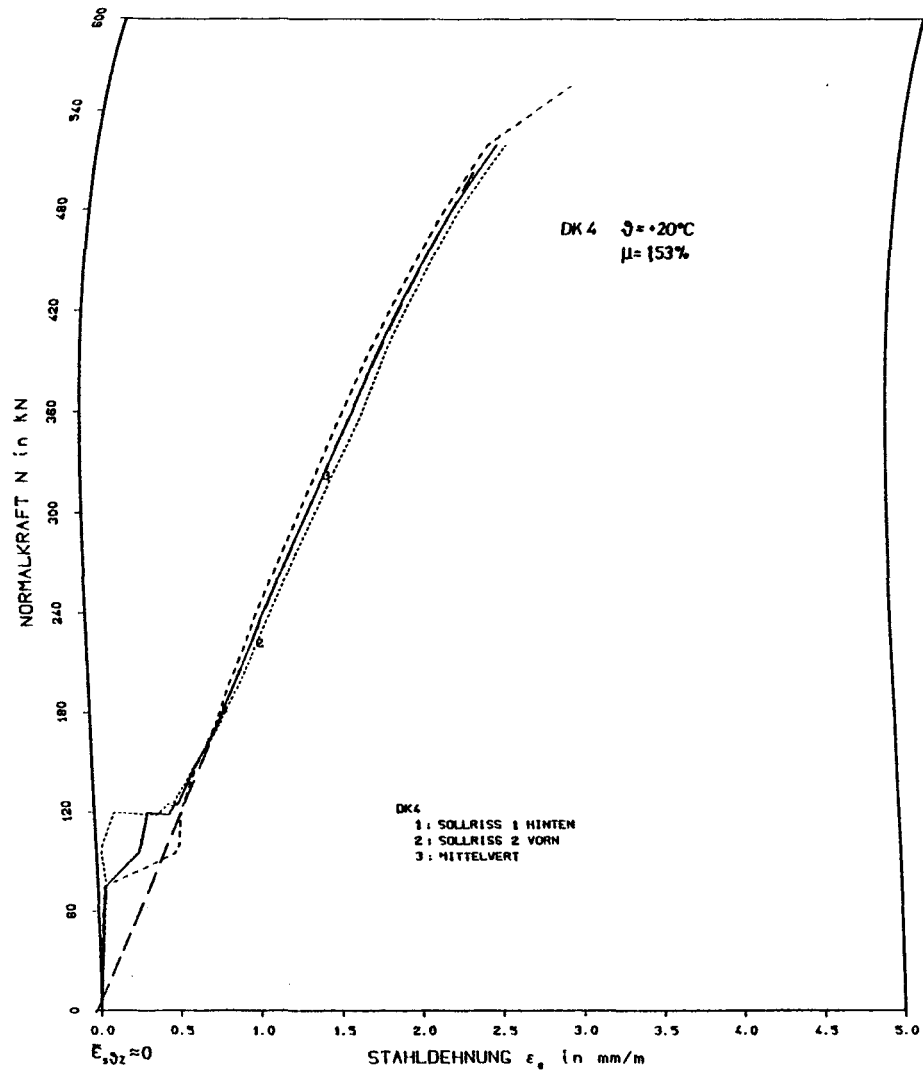


Bild 4.3 : Stahldehnungen im Sollriß - graphische Ermittlung der Zwangbeanspruchung

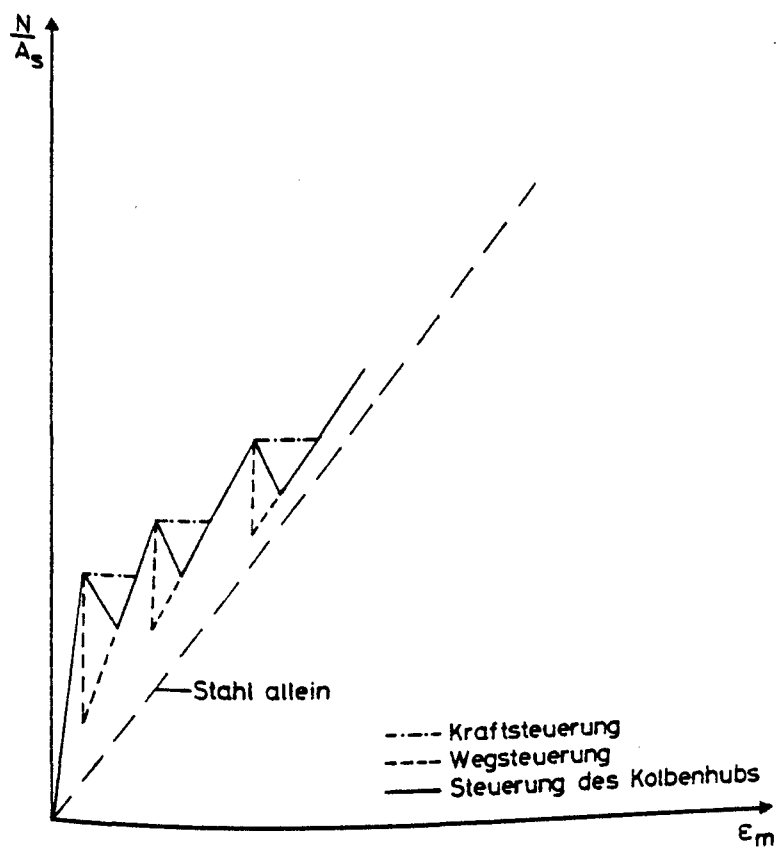


Bild 4.4 : Schematische Darstellung der  $N-\epsilon_m$ -Verläufe bei unterschiedlicher Steuerung der Beanspruchung



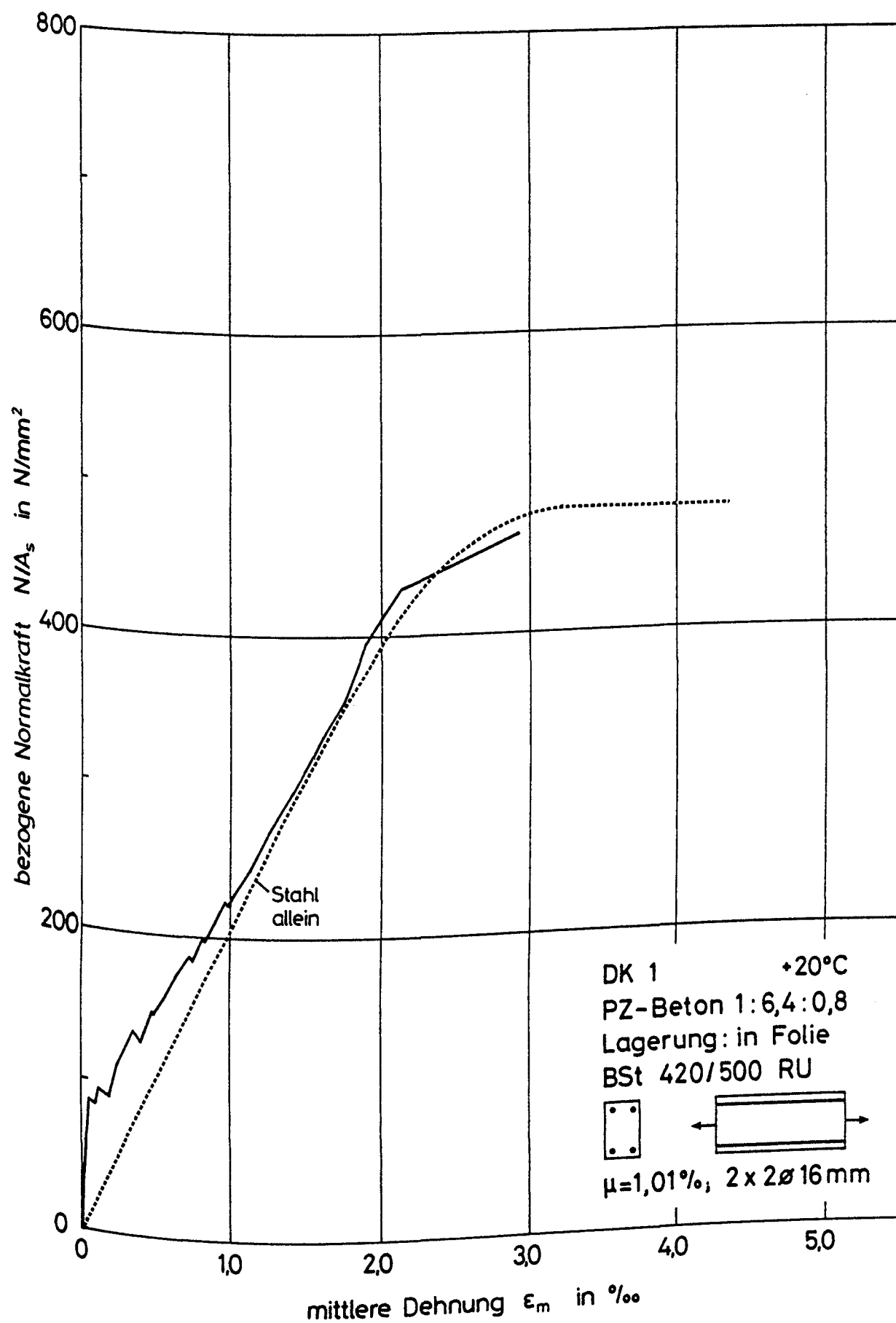


Bild 4.5 : Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 1

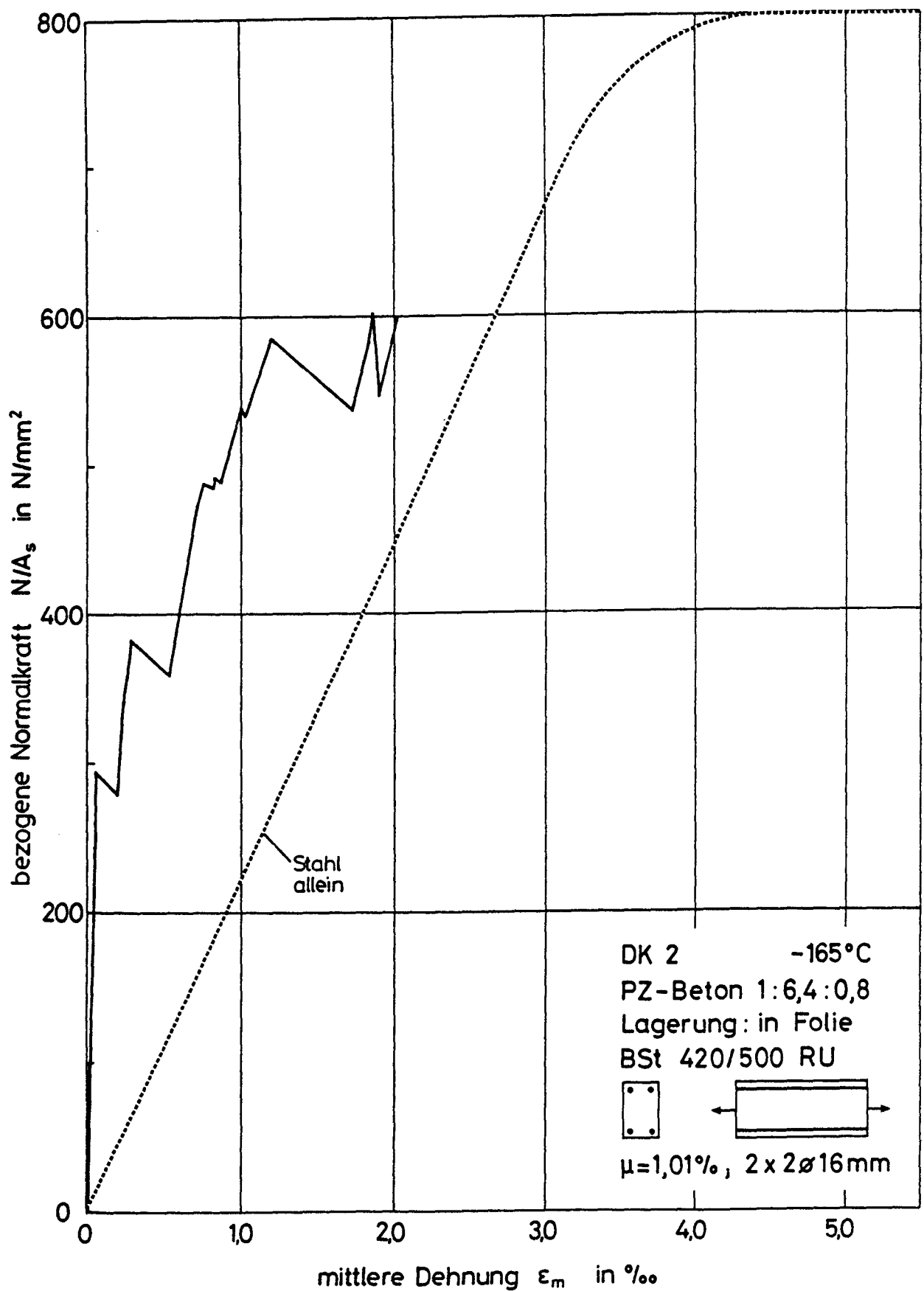


Bild 4.6 : Gemessener Normalkraft - Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 2 (vorzeitiger Bruch eines Stabes)

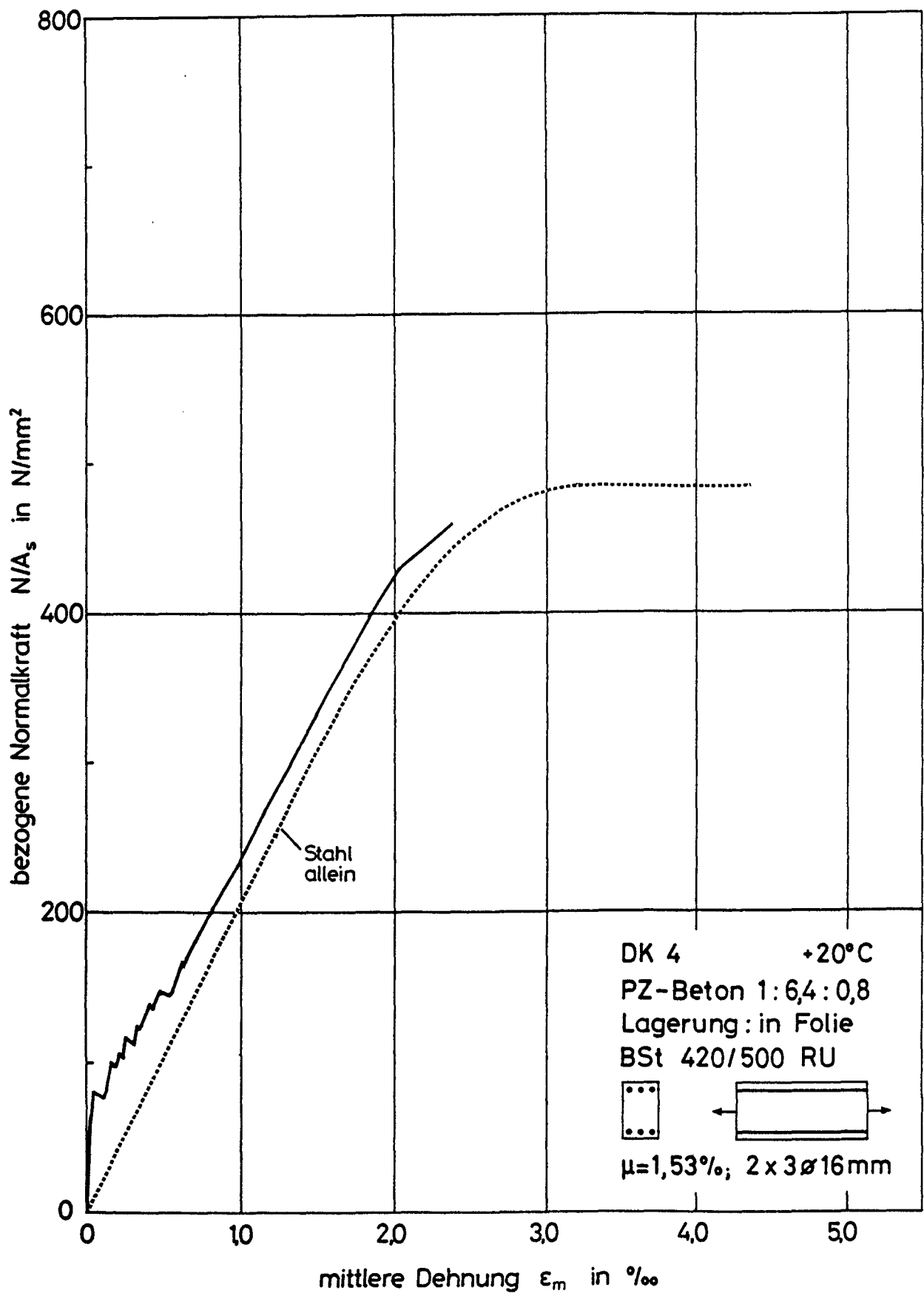


Bild 4.7 : Gemessener Normalkraft - Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 4

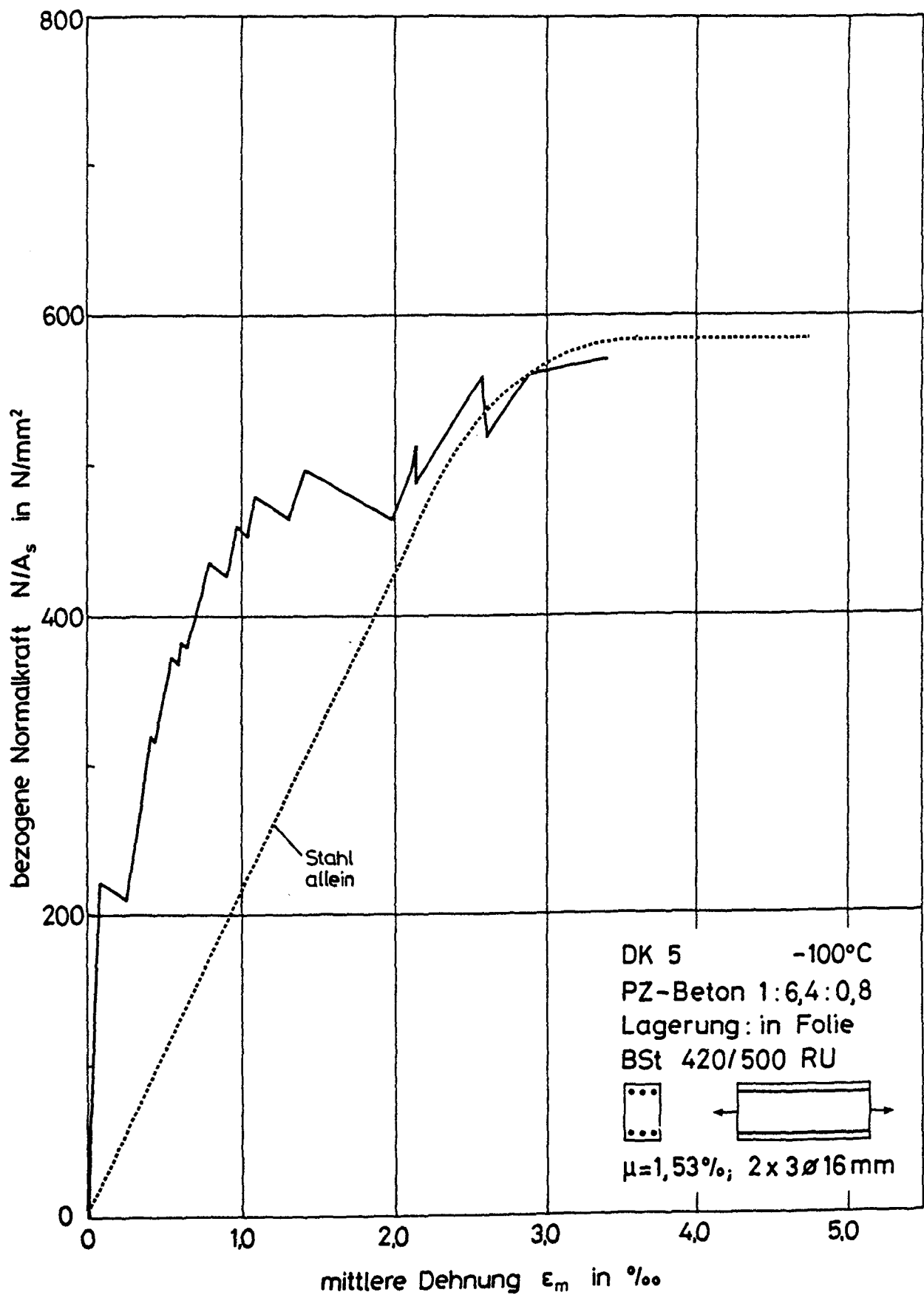


Bild 4.8 : Gemessener Normalkraft - Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 5

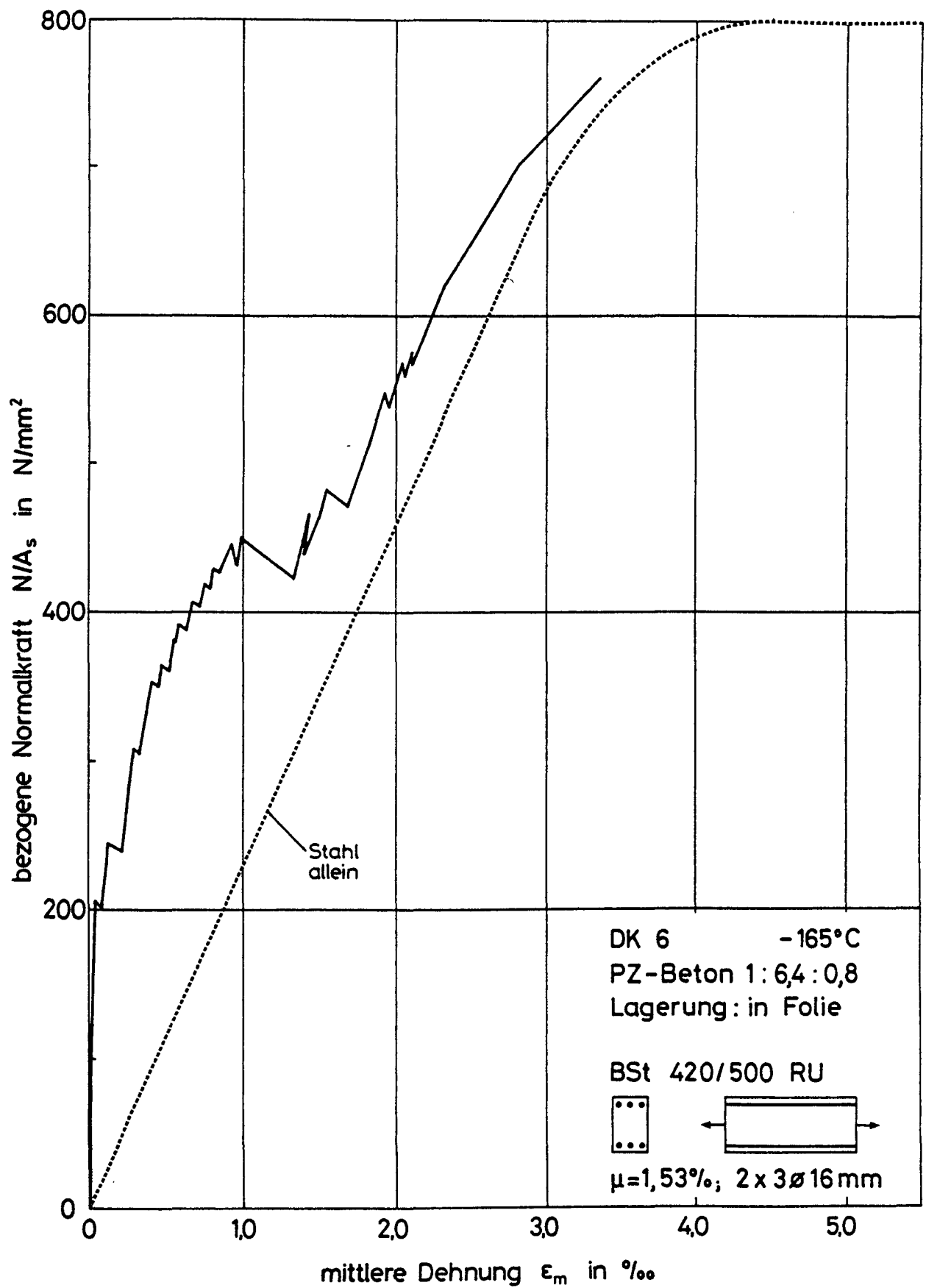


Bild 4.9 : Gemessener Normalkraft - Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 6

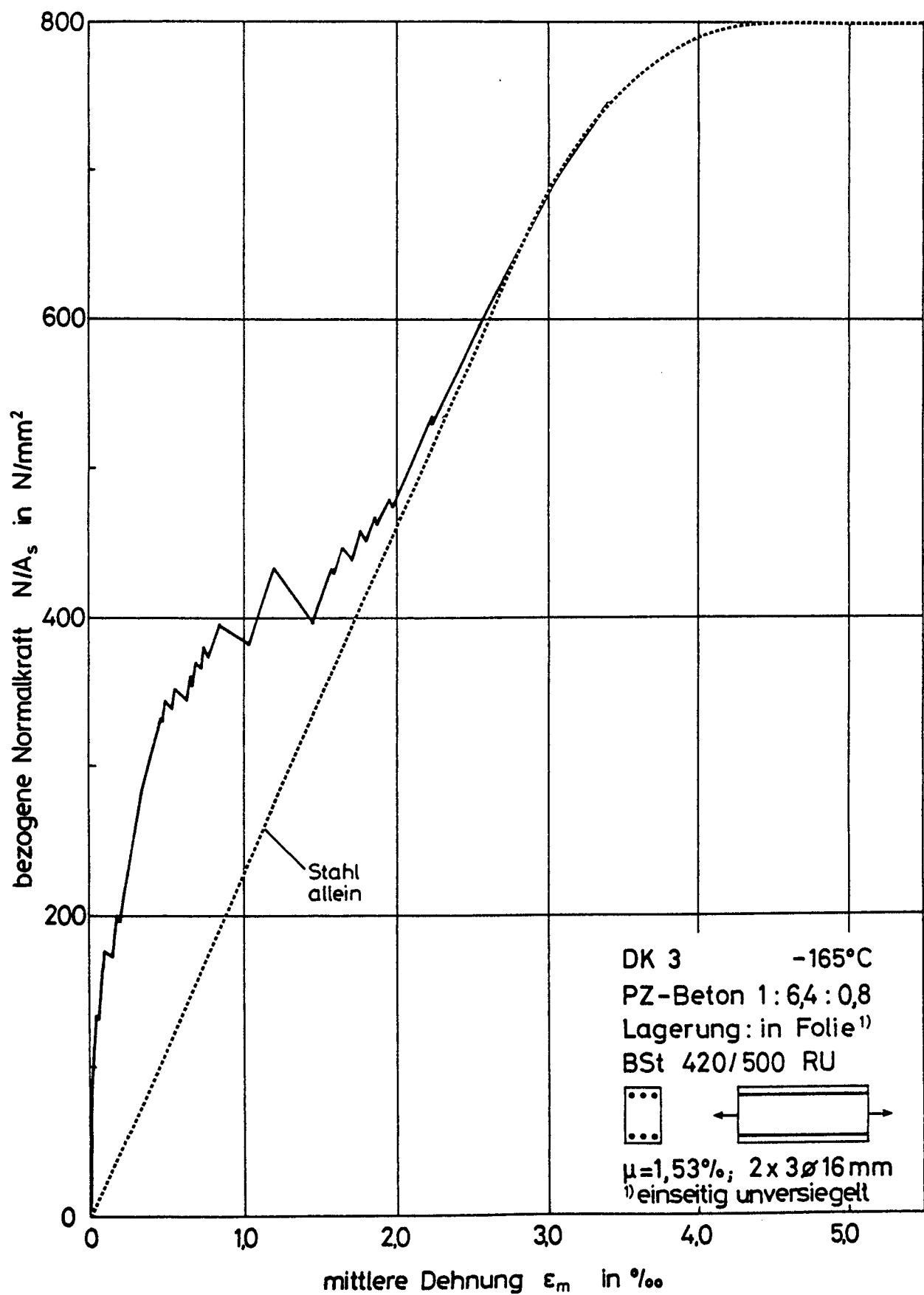


Bild 4.10 : Gemessener Normalkraft - Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 3

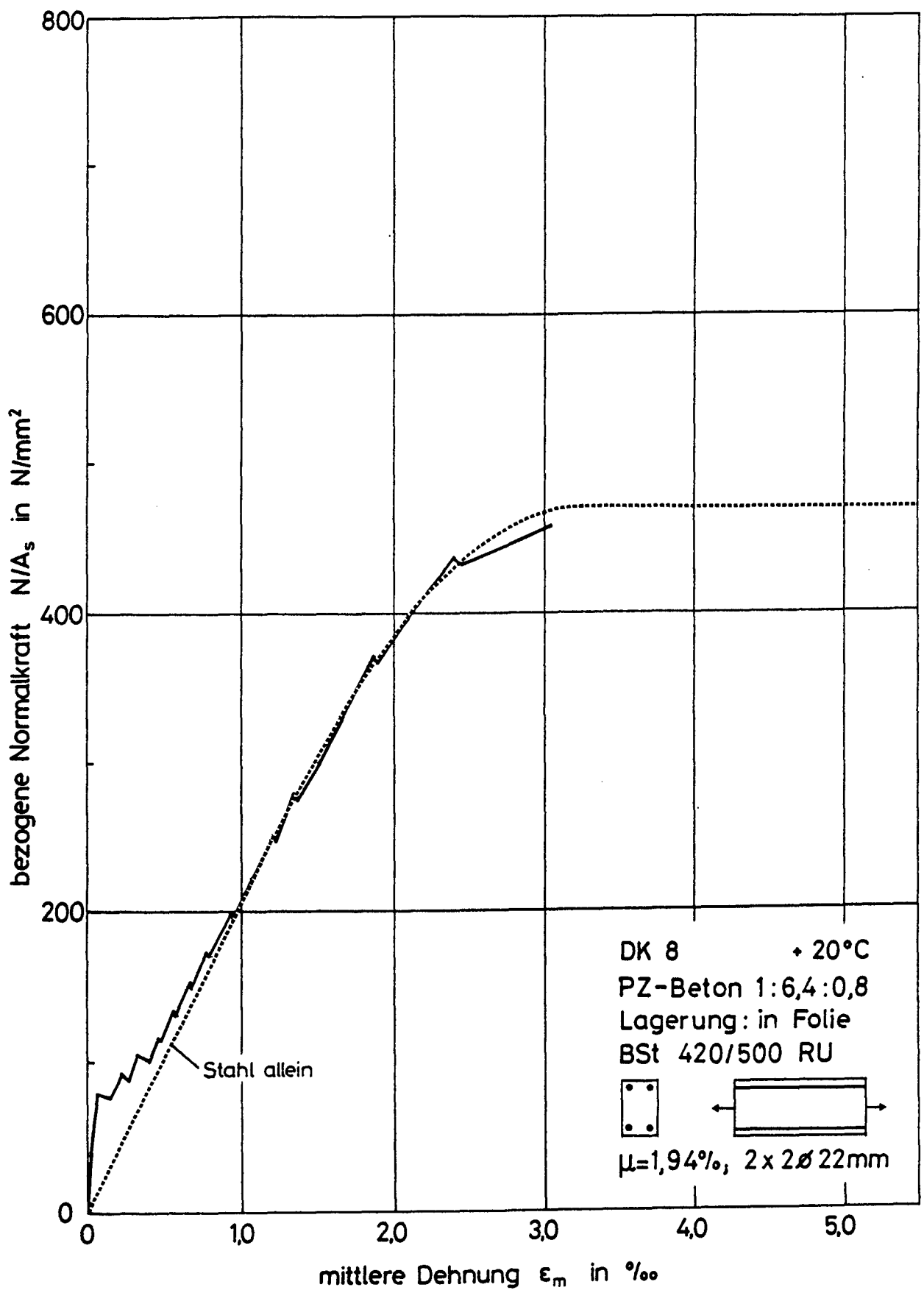


Bild 4.11 : Gemessener Normalkraft - Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 8

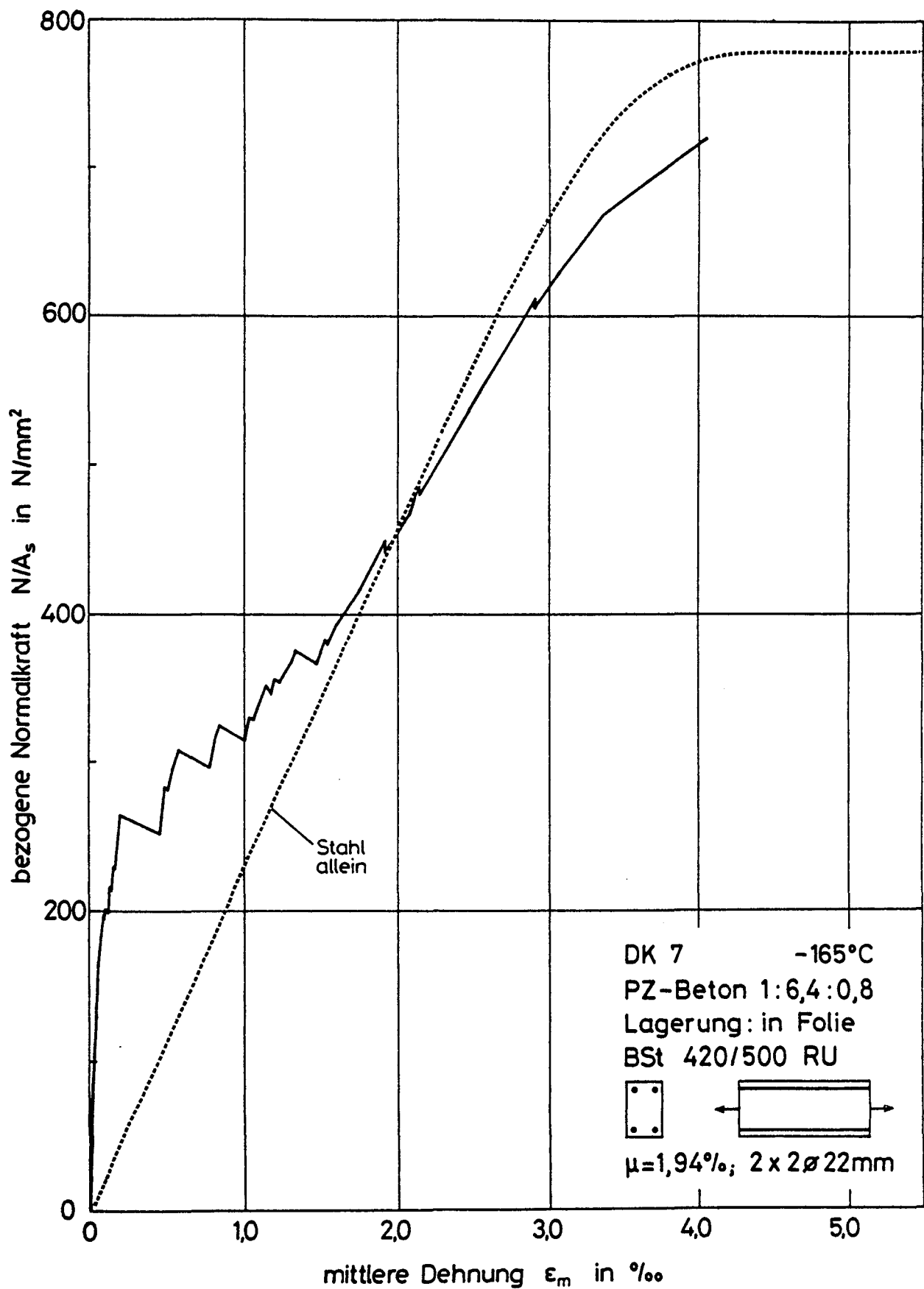
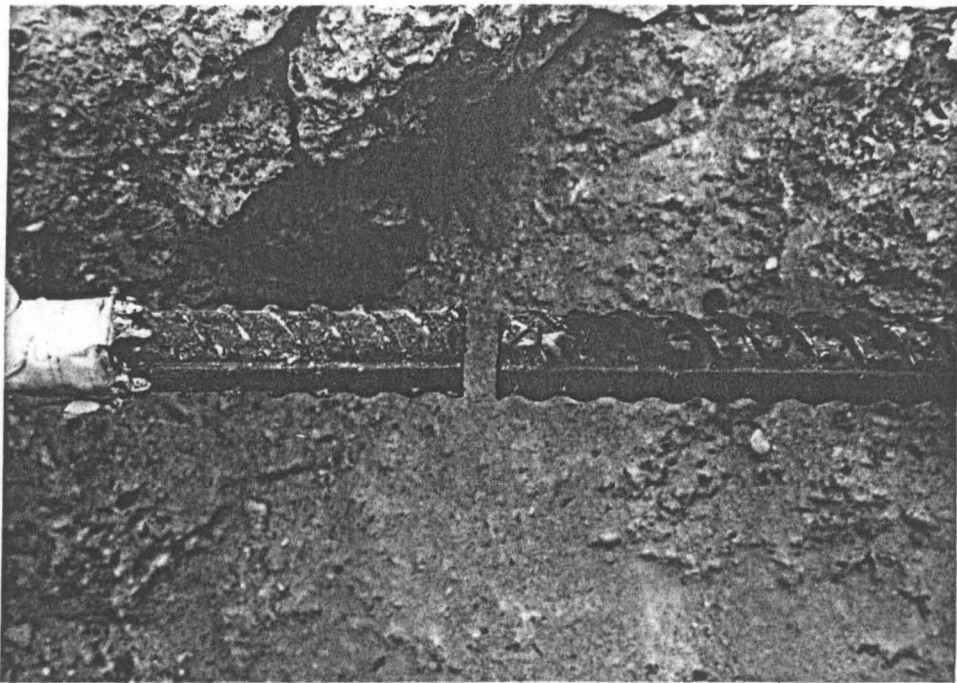
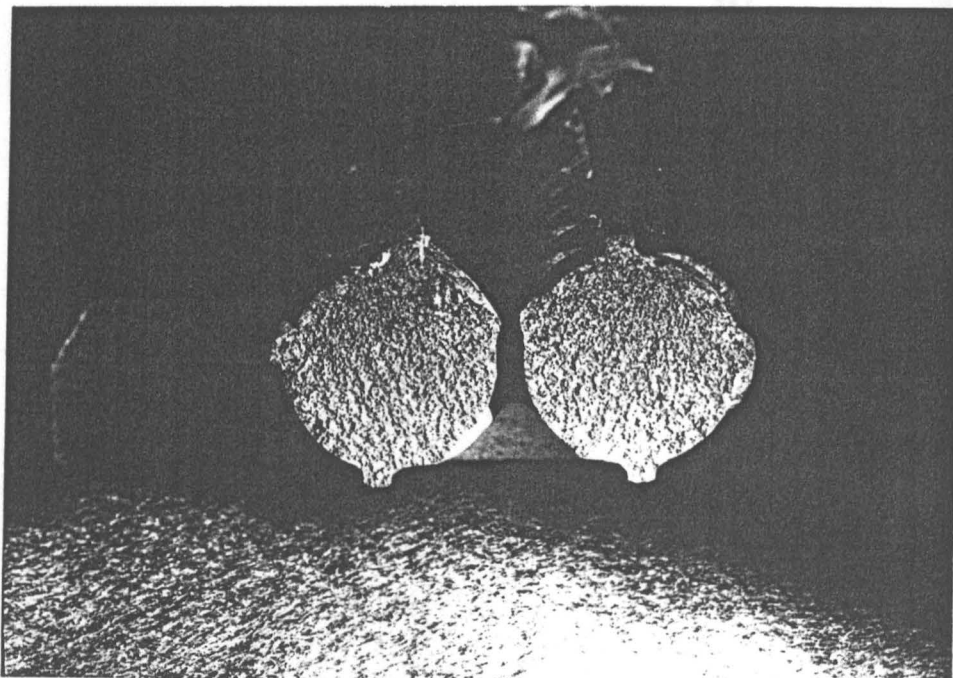


Bild 4.12 : Gemessener Normalkraft - Dehnungsverlauf des Dehnkörpers DK 7





Bruchort  
im Dehn-  
körper



Bruchfläche  
mit Einbrand  
oben rechts

Bild 4.13 : Bruchbild des Bewehrungsstabs im Dehnkörper DK 2  
 $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$

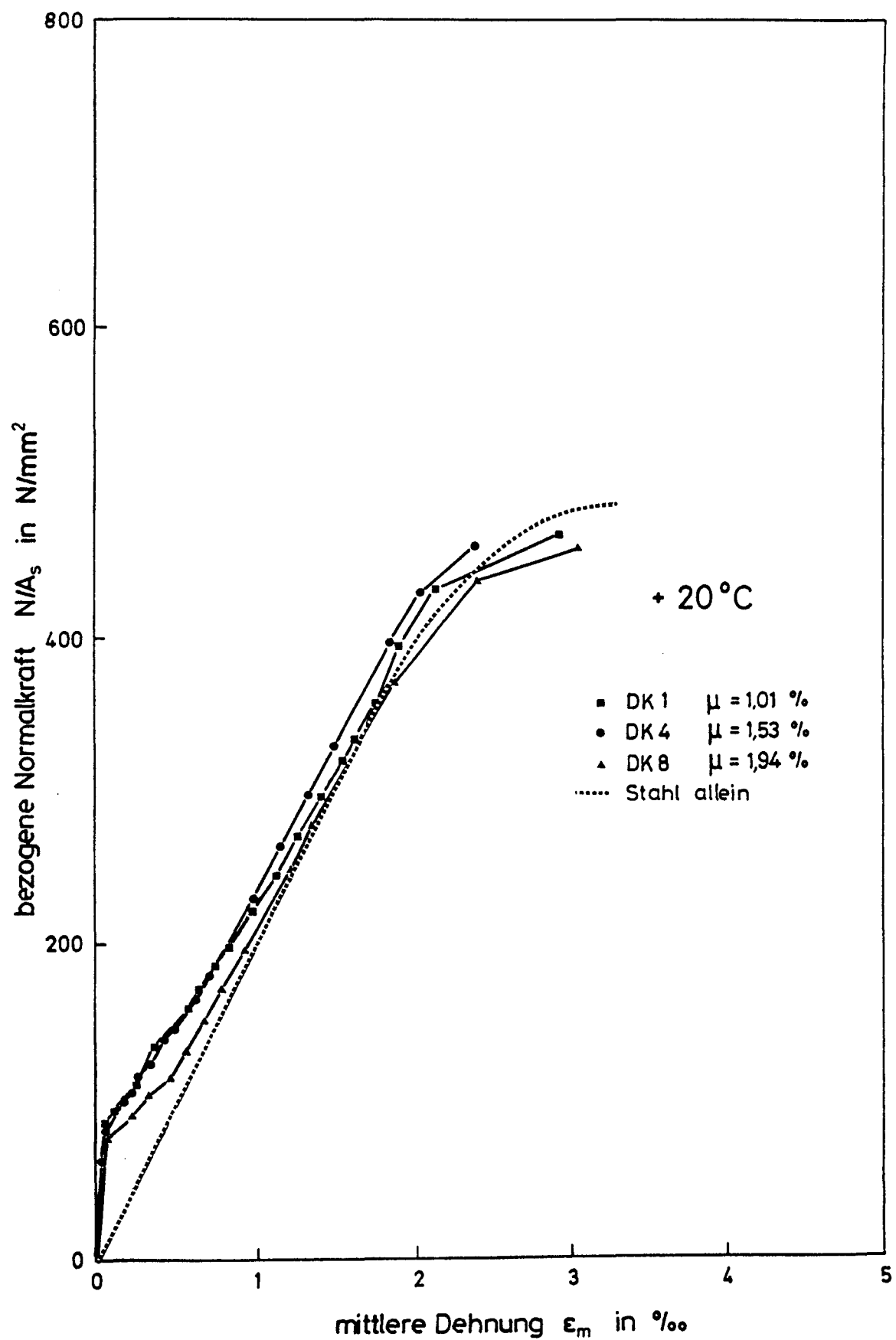


Bild 4.14 : Einfluß des Bewehrungsgrads auf den Normalkraft -  
Dehnungsverlauf bei RT

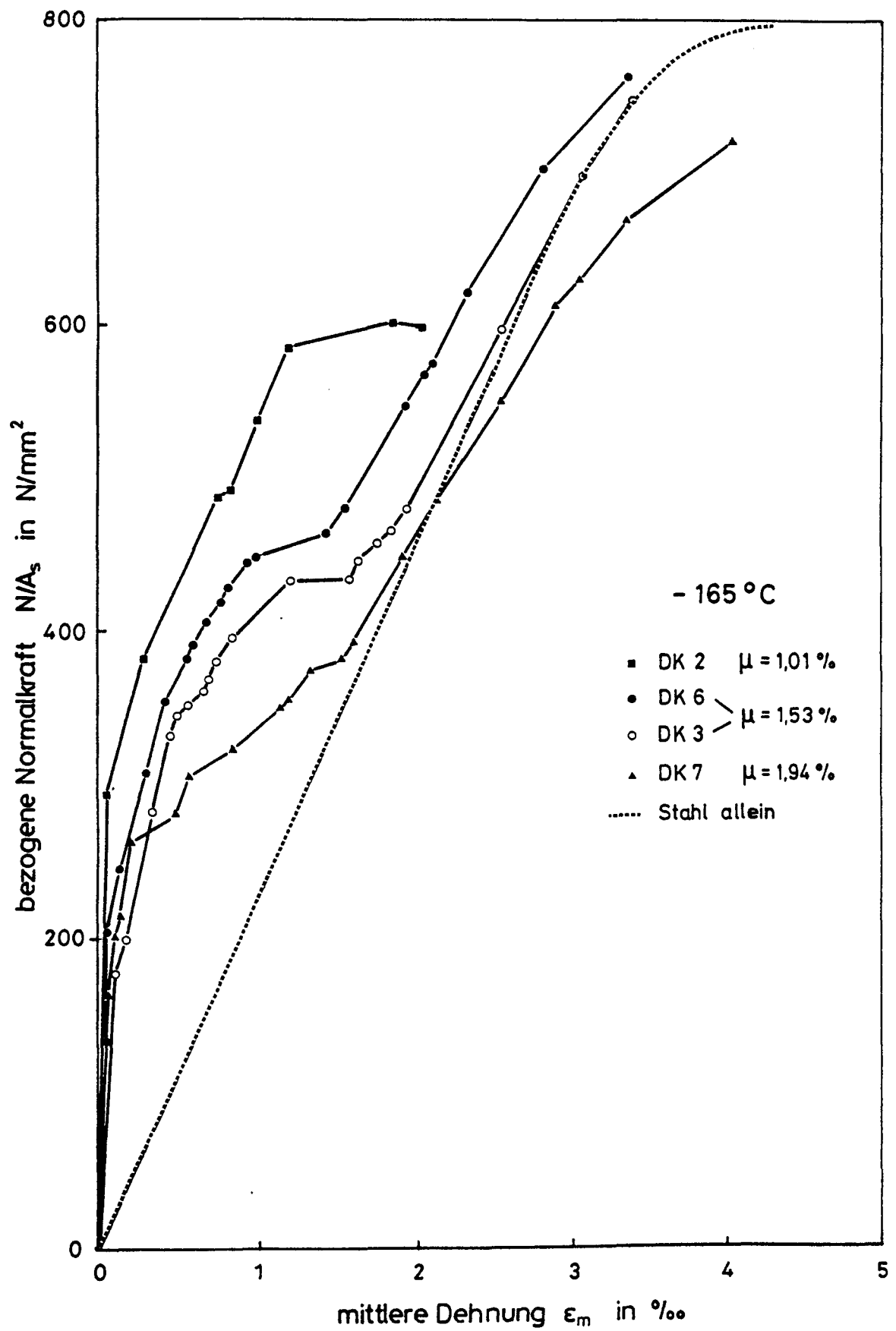


Bild 4.15 : Einfluß des Bewehrungsgrads auf den Normalkraft - Dehnungsverlauf bei TT

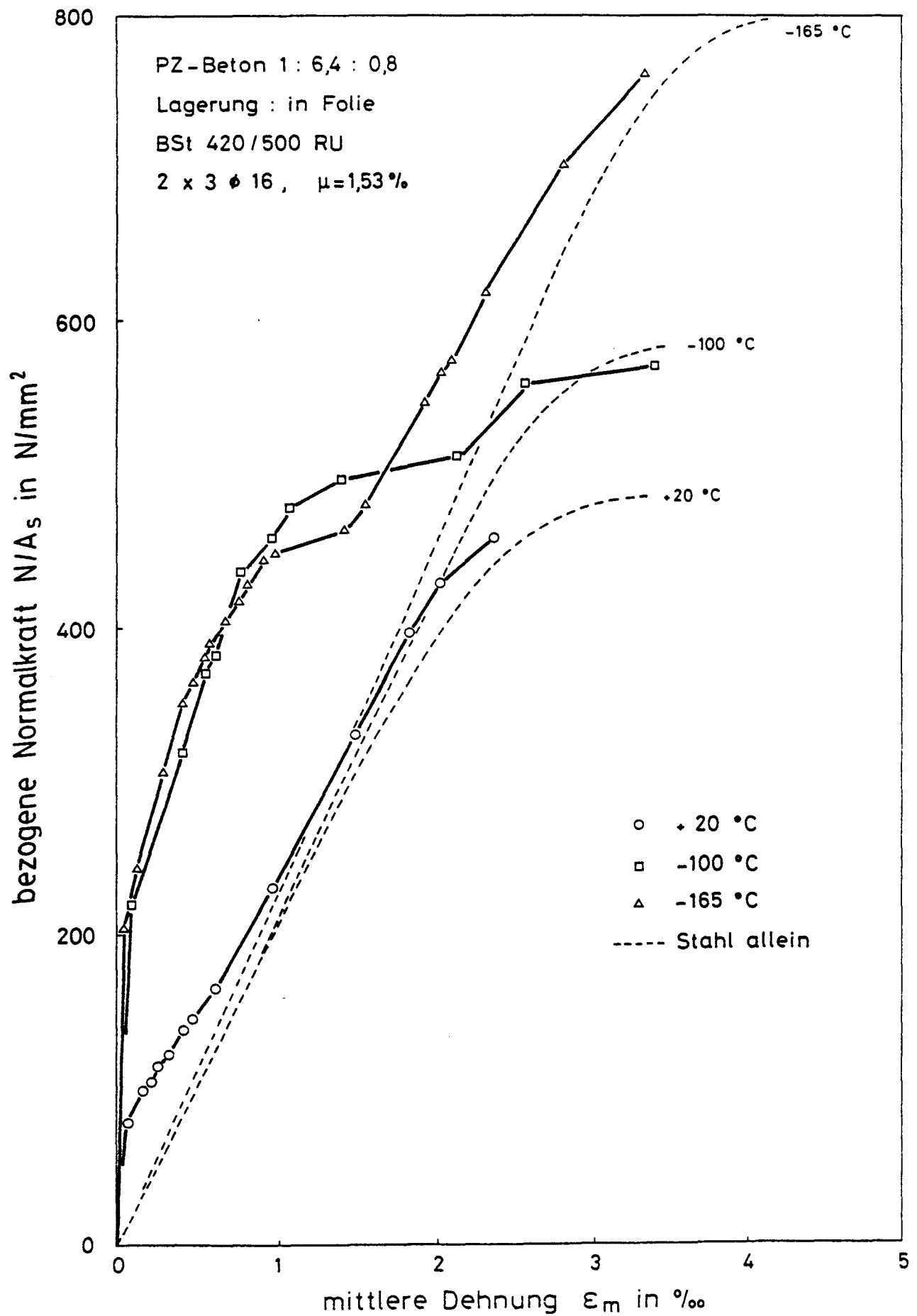


Bild 4.16 : Einfluß tiefer Temperaturen auf den Normalkraft-  
 Dehnungsverlauf

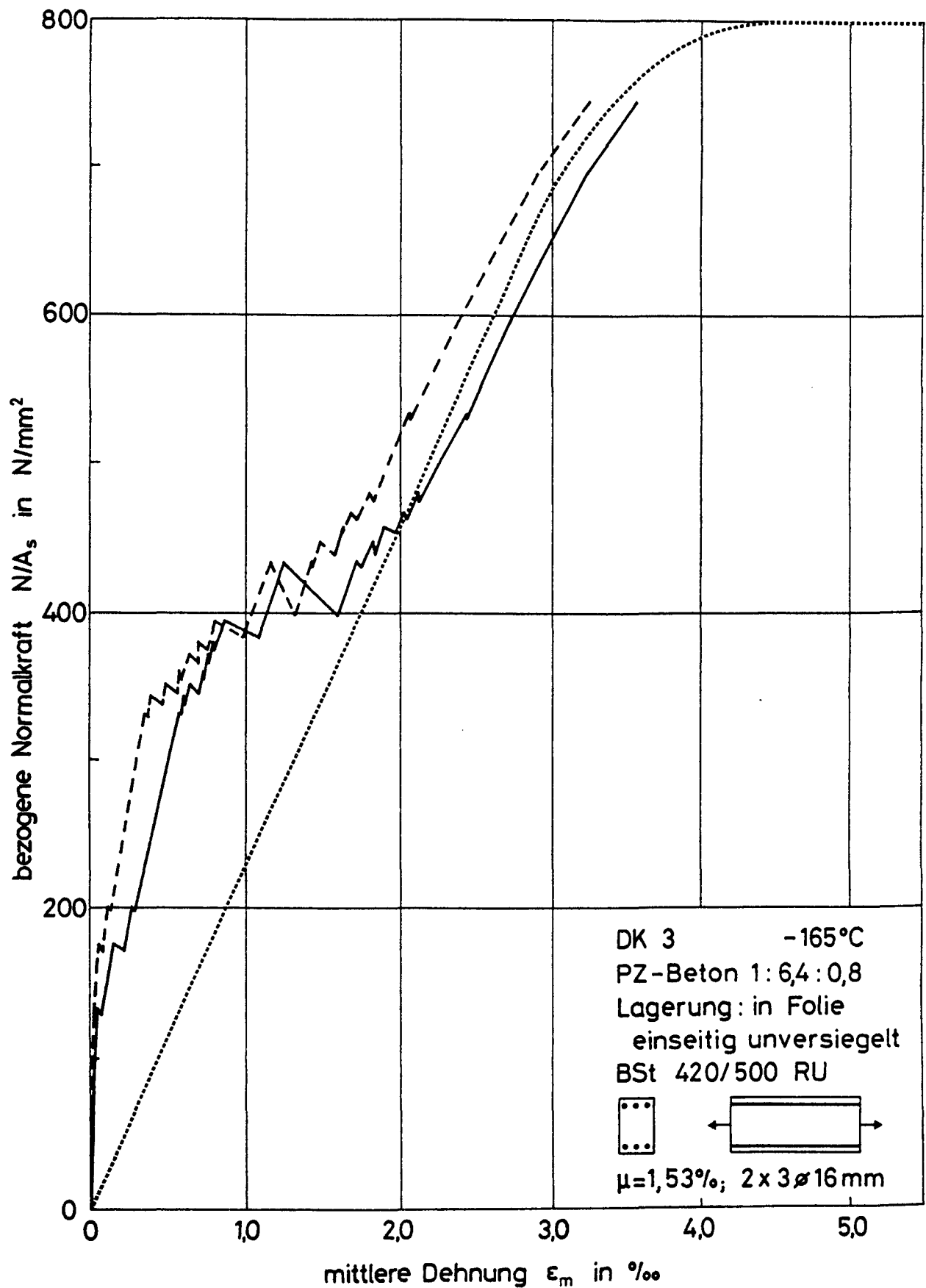


Bild 4.17 : Einfluß der einseitig freien Austrocknung auf die  
 mittleren Dehnungen

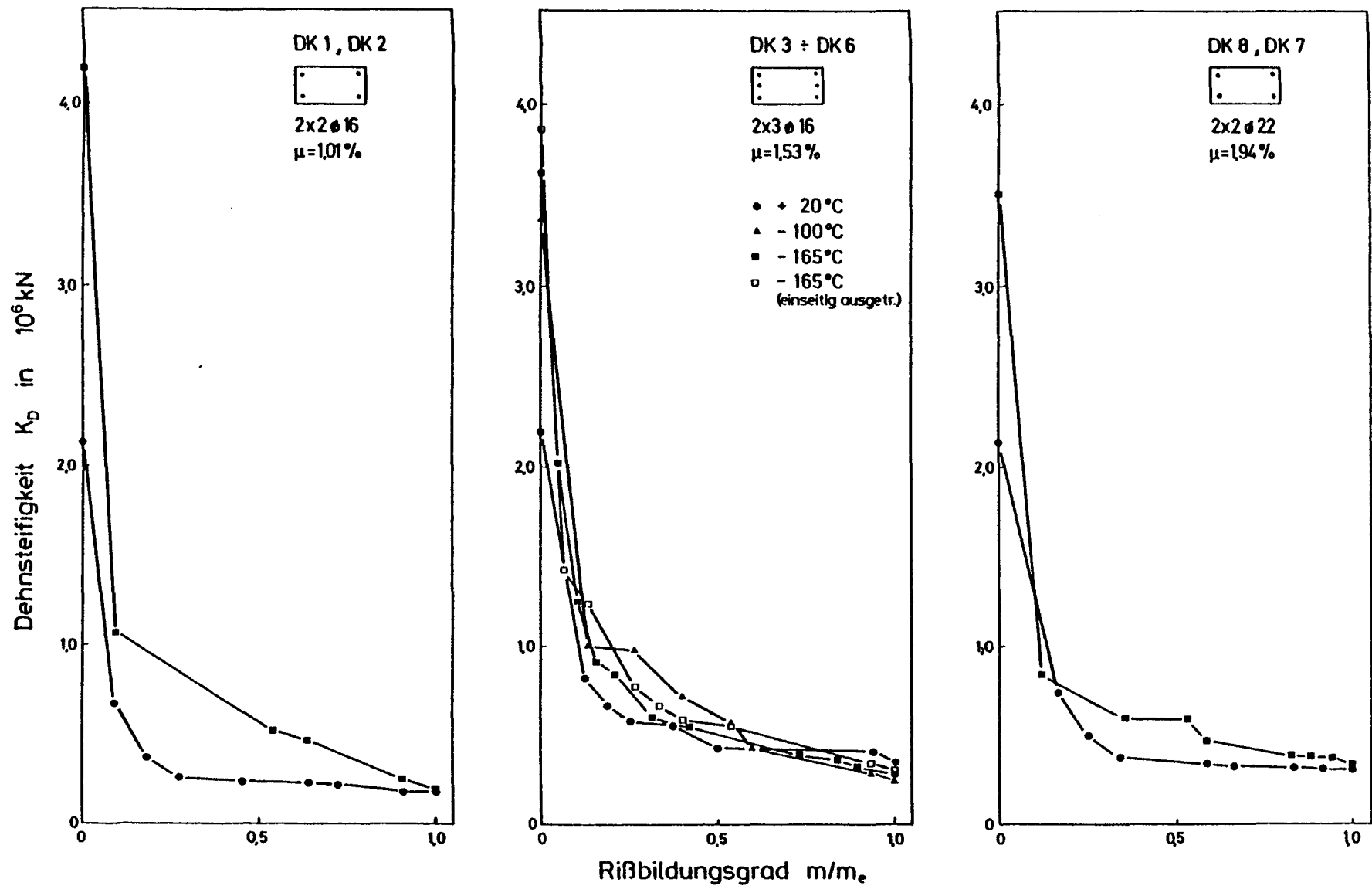


Bild 4.18 : Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit vom Rißbildungsgrad, Bewehrungsgrad und Temperatur

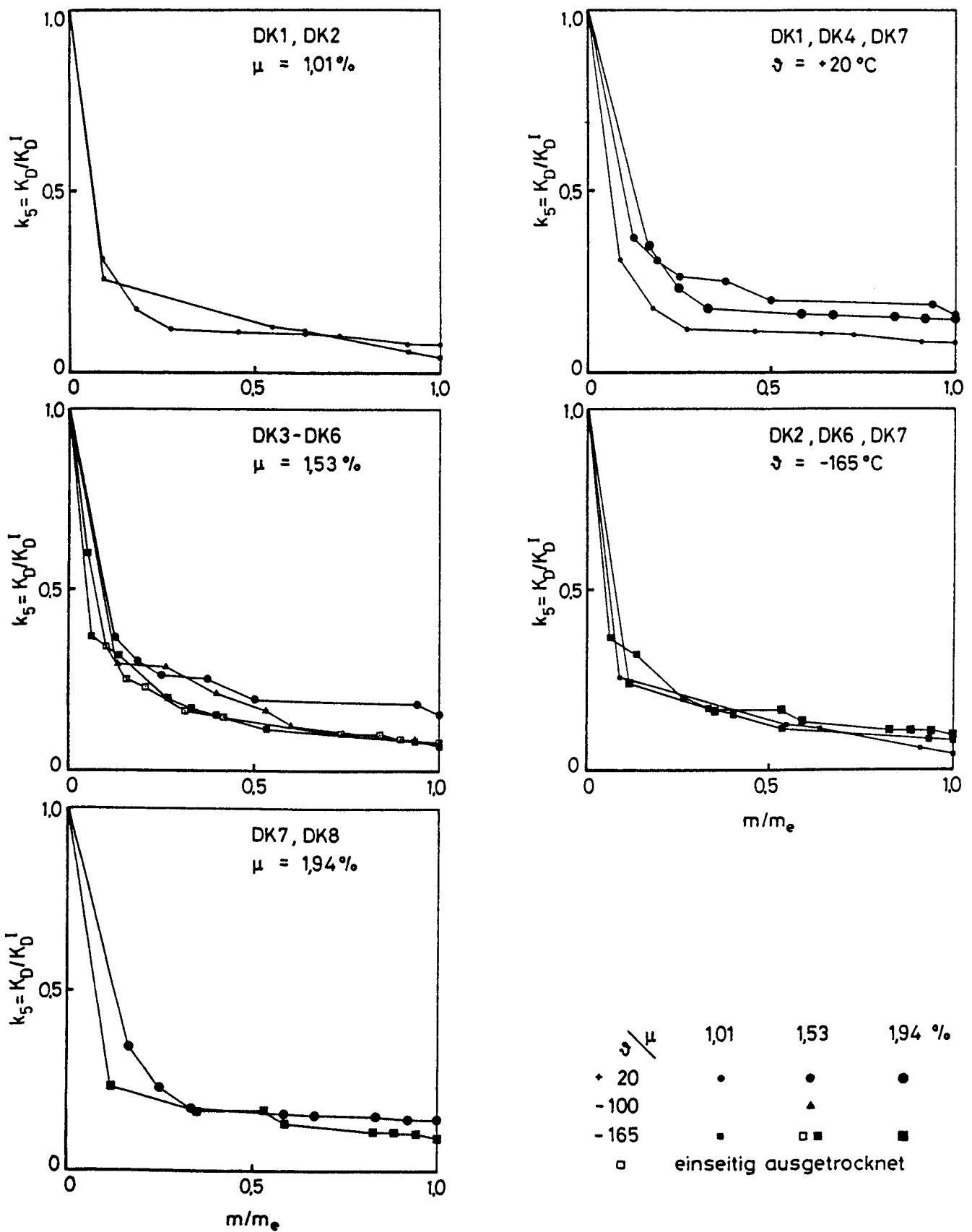
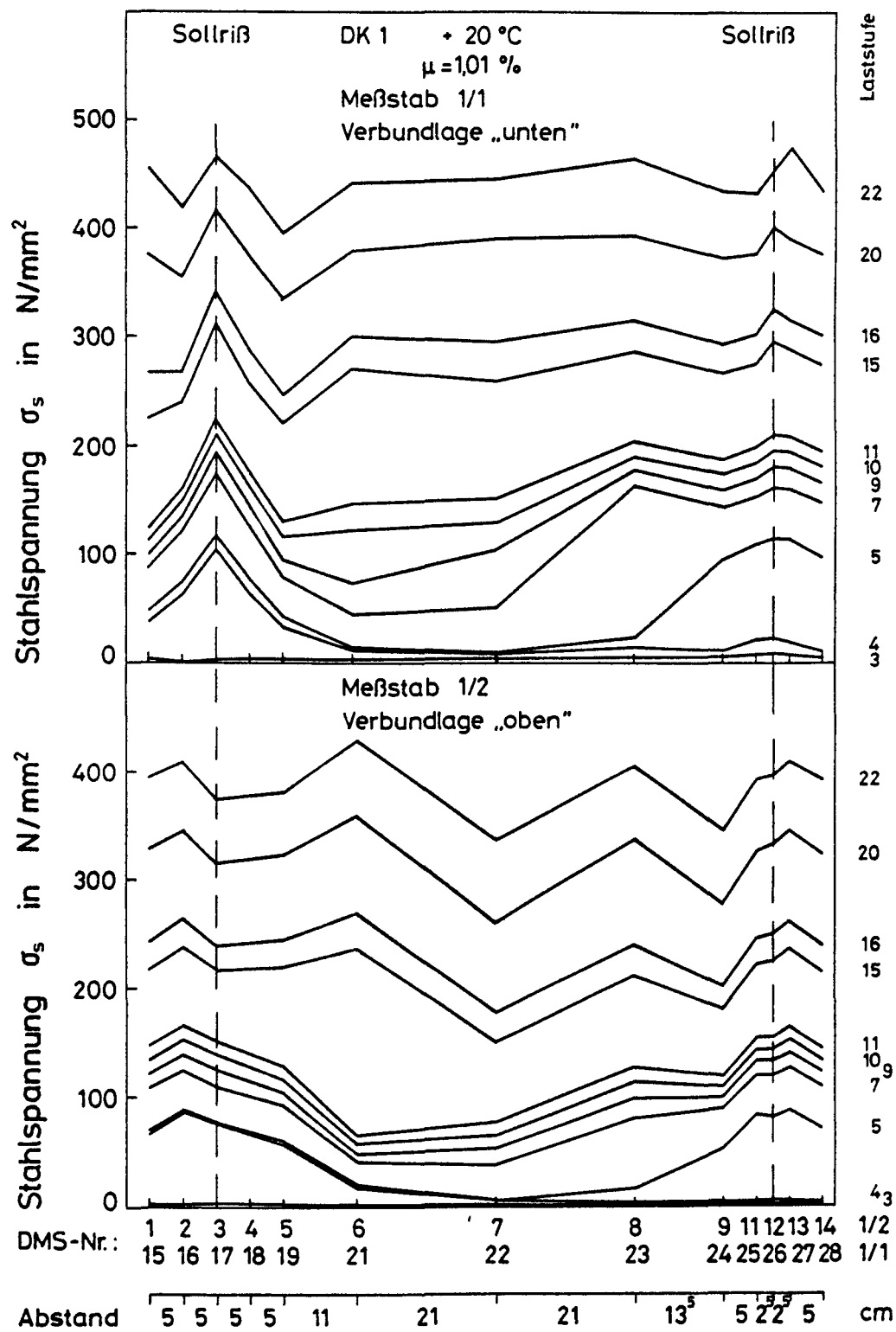


Bild 4.19 : Abminderung der Dehnsteifigkeit infolge Rißbildung  
in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad



**Bild 4.20 :** Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 1 bei verschiedenen Laststufen



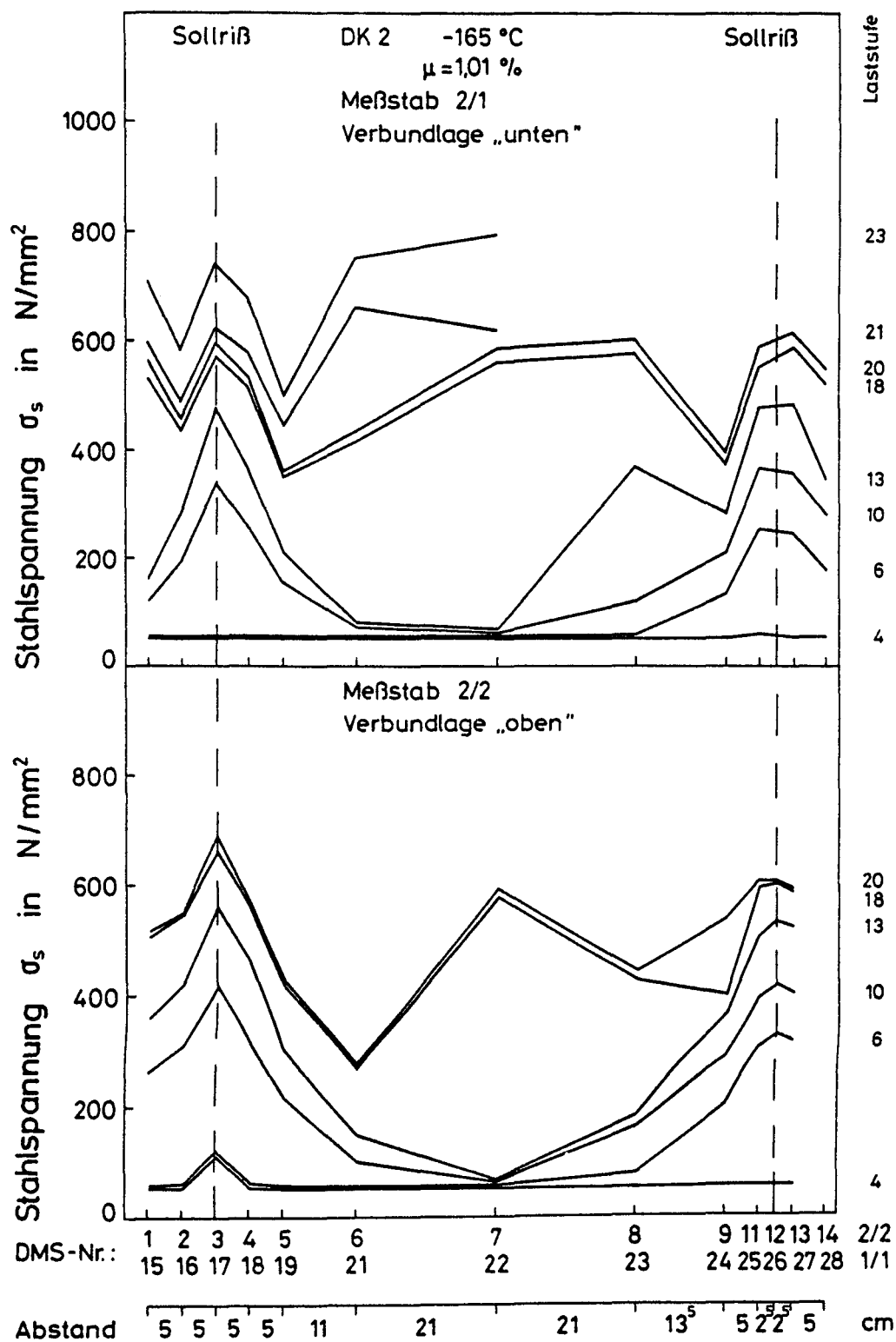


Bild 4.21 : Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 2 bei verschiedenen Laststufen

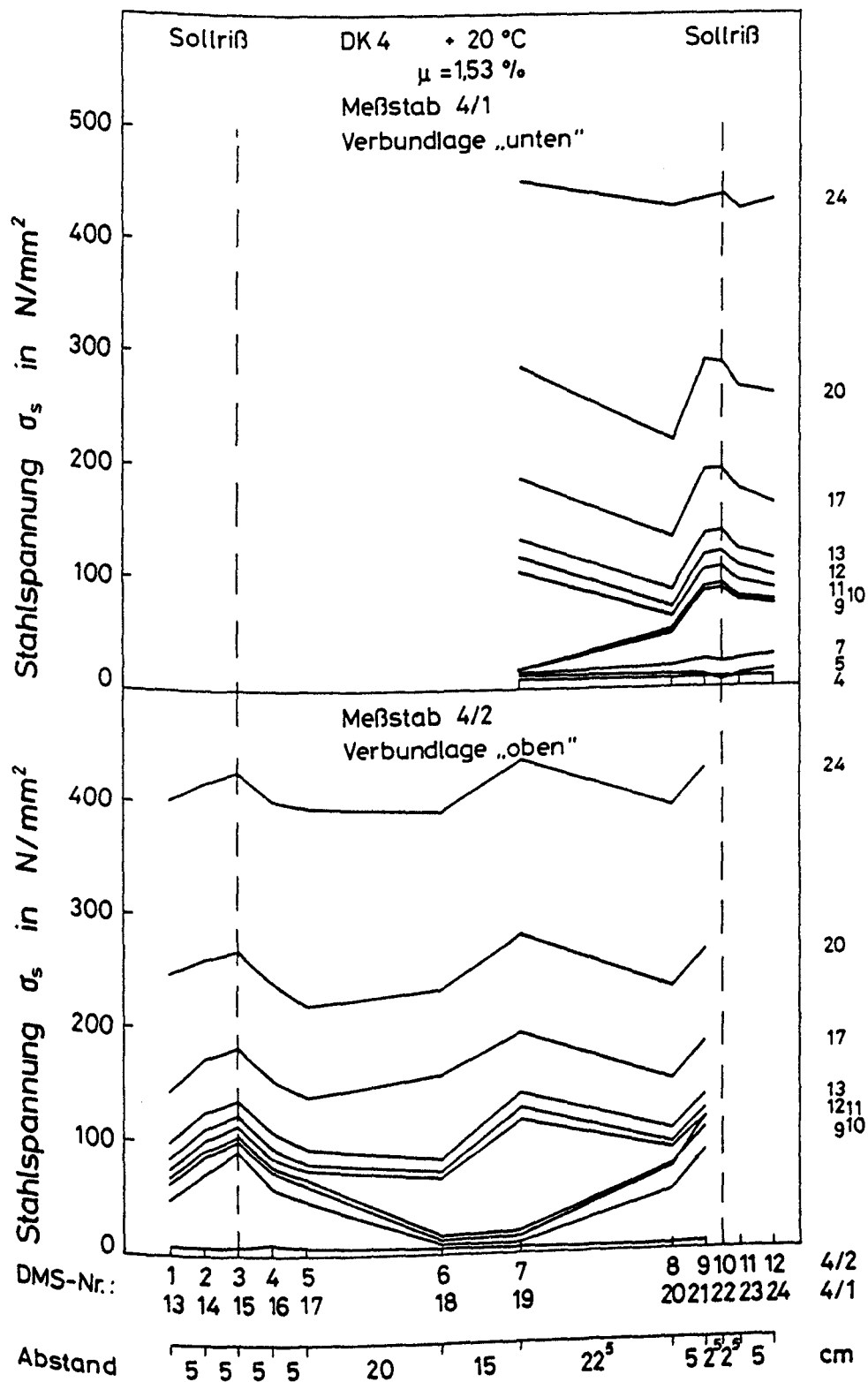


Bild 4.22 : Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 4 bei verschiedenen Laststufen

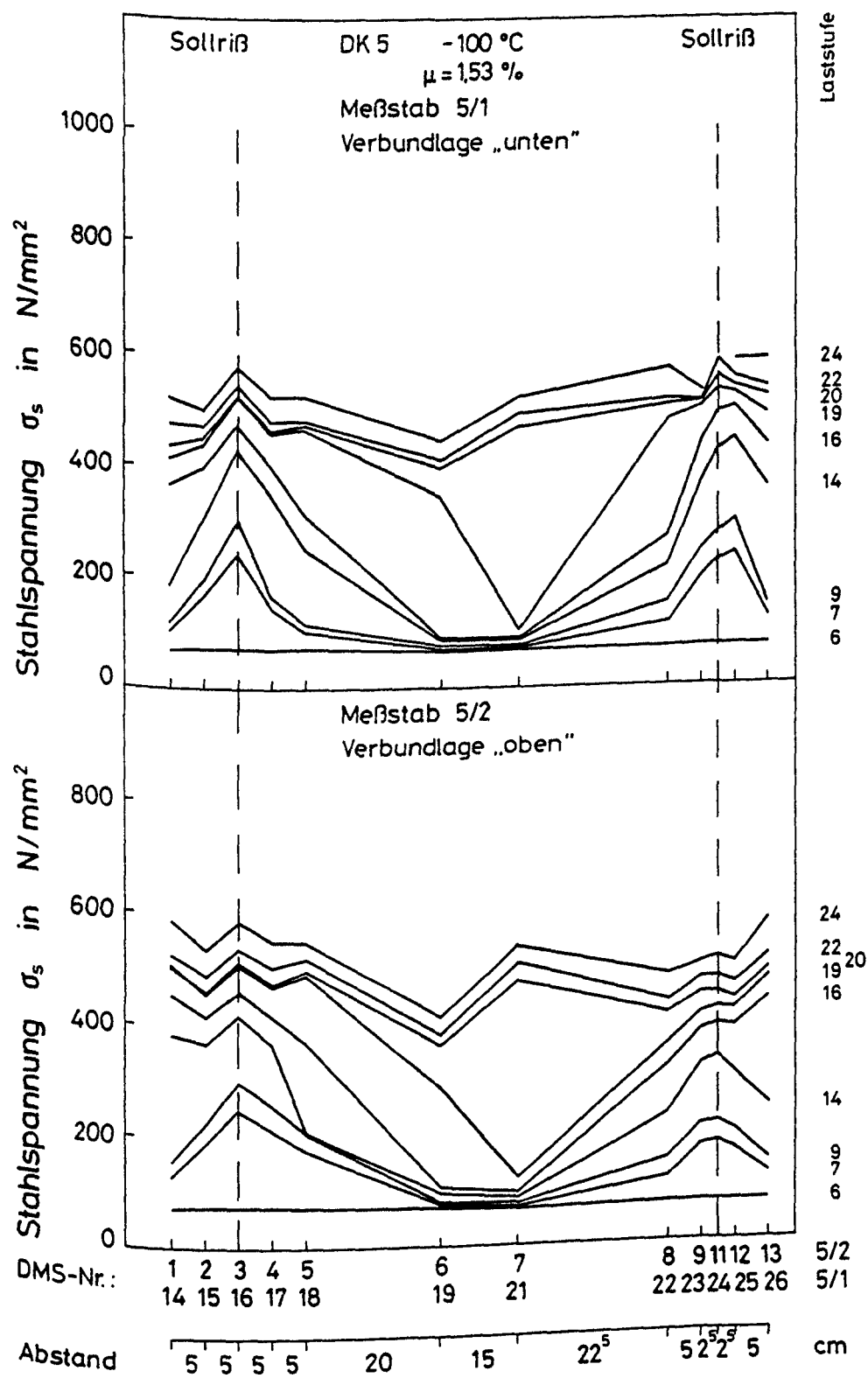


Bild 4.23 : Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 5 bei verschiedenen Laststufen

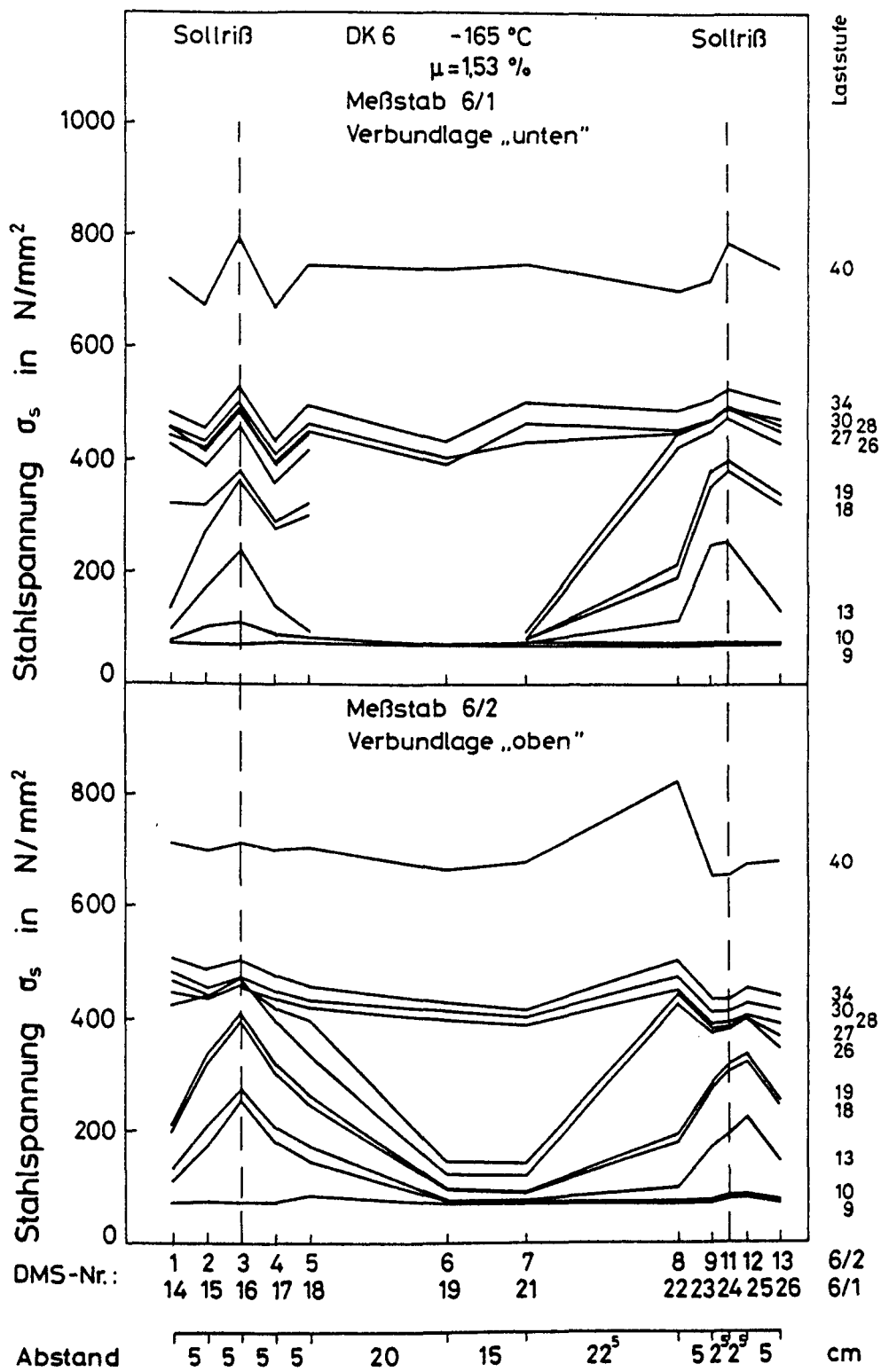


Bild 4.24 : Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 6 bei verschiedenen Laststufen

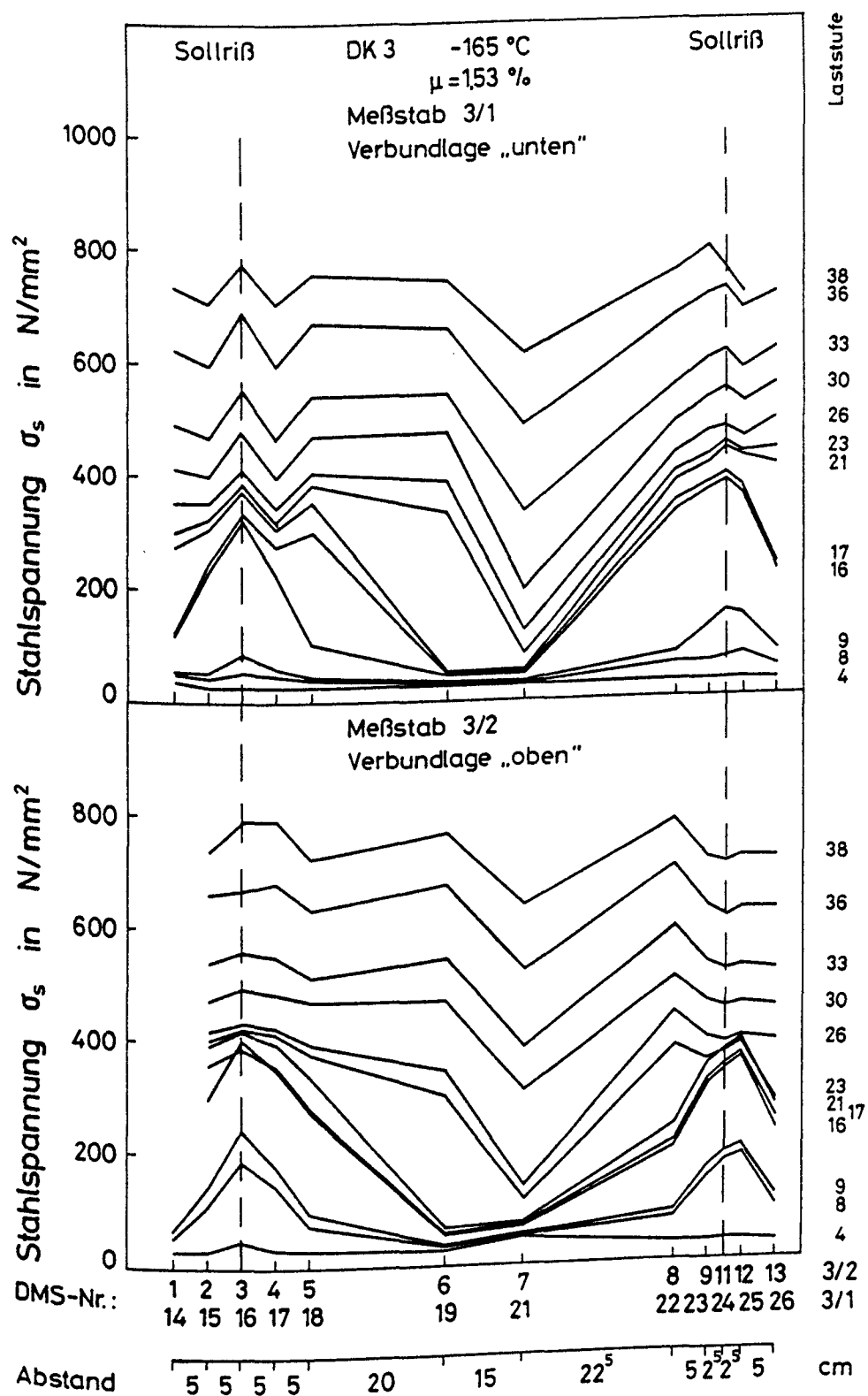


Bild 4.25 : Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 3 bei verschiedenen Laststufen

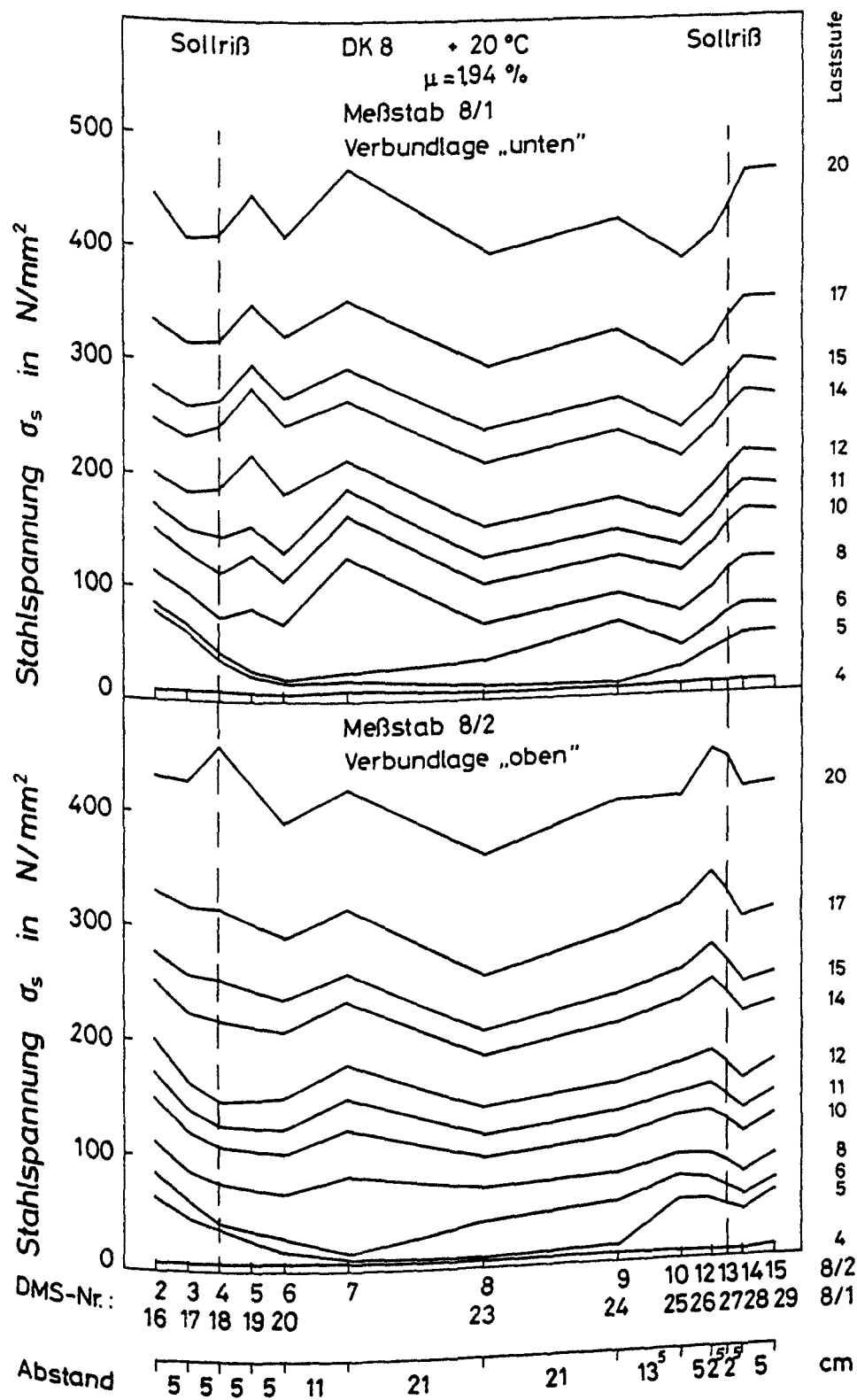


Bild 4.26 : Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 8 bei verschiedenen Laststufen

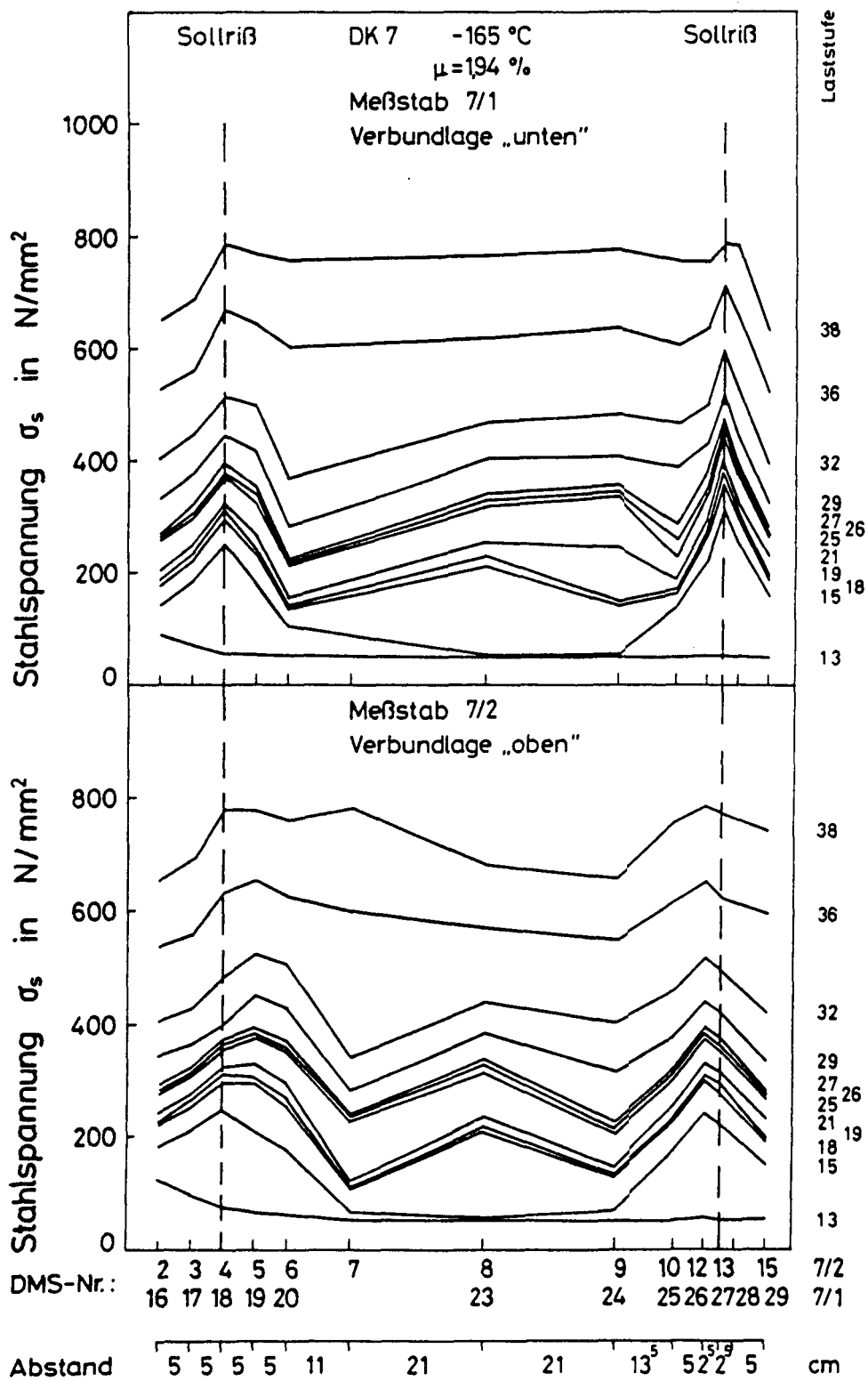
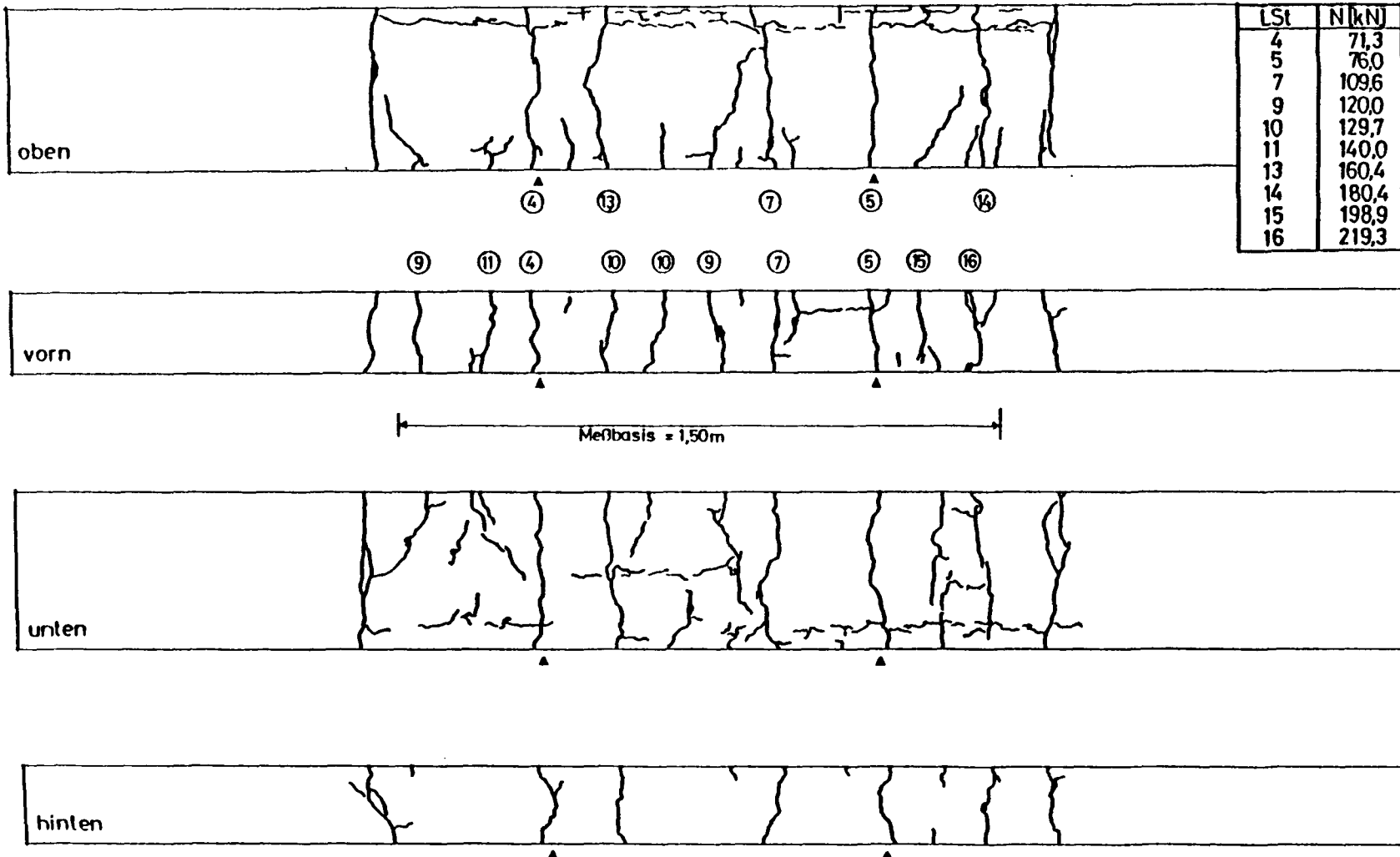


Bild 4.27 : Gemessene Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 7 bei verschiedenen Laststufen

Seitenflächen

$\mu = 1,01\%$



○ = Laststufe, bei der das Auftreten des Risses detektiert wurde

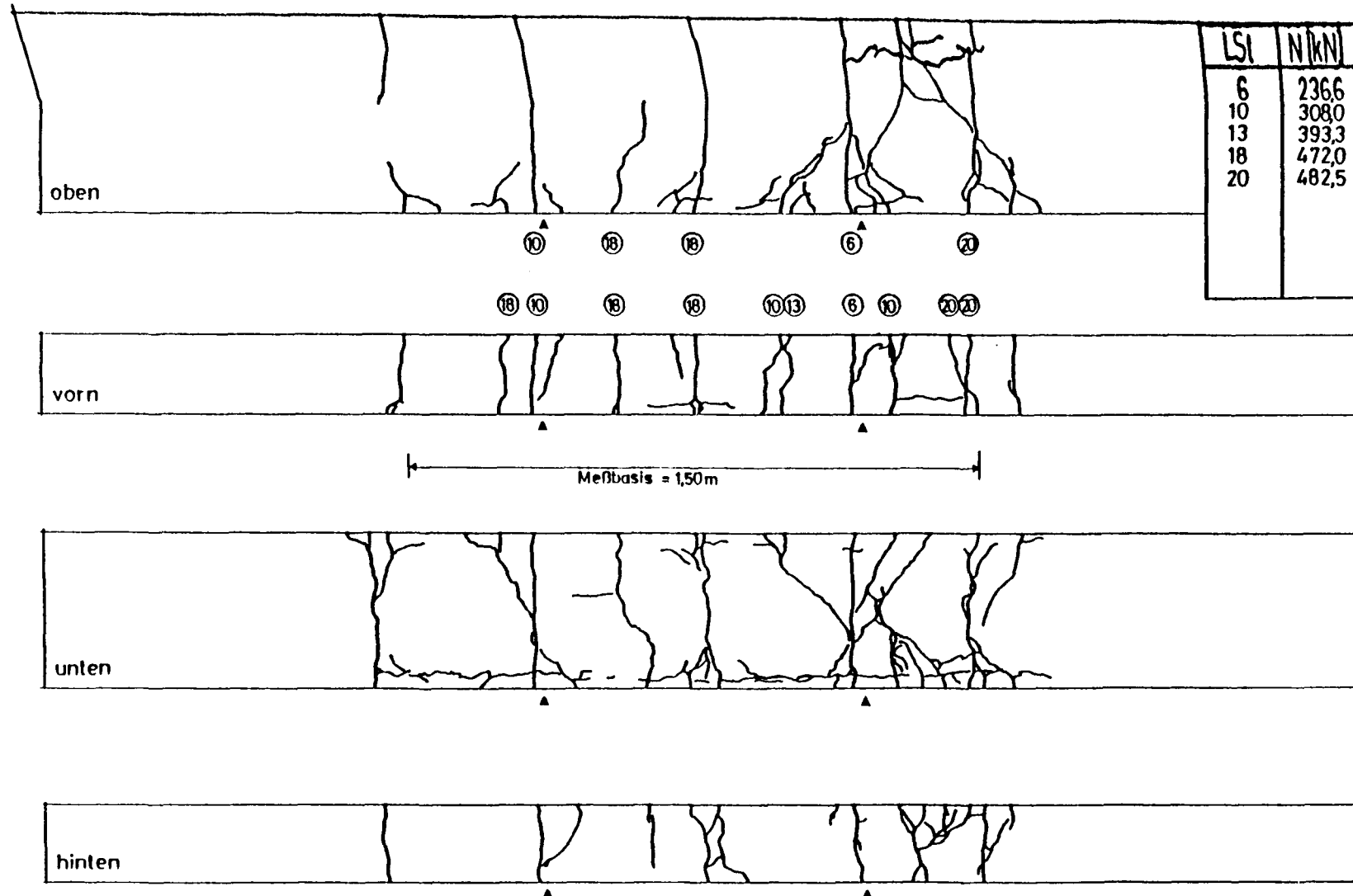
▲ = Sollrisse

Bild 4.28 : Ribbild des Dehnkörpers DK 1 nach abgeschlossener Ribbildung ( $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,01\%$ )



Seitenflächen

DK 2 -165°C  
 $\mu = 1,01\%$



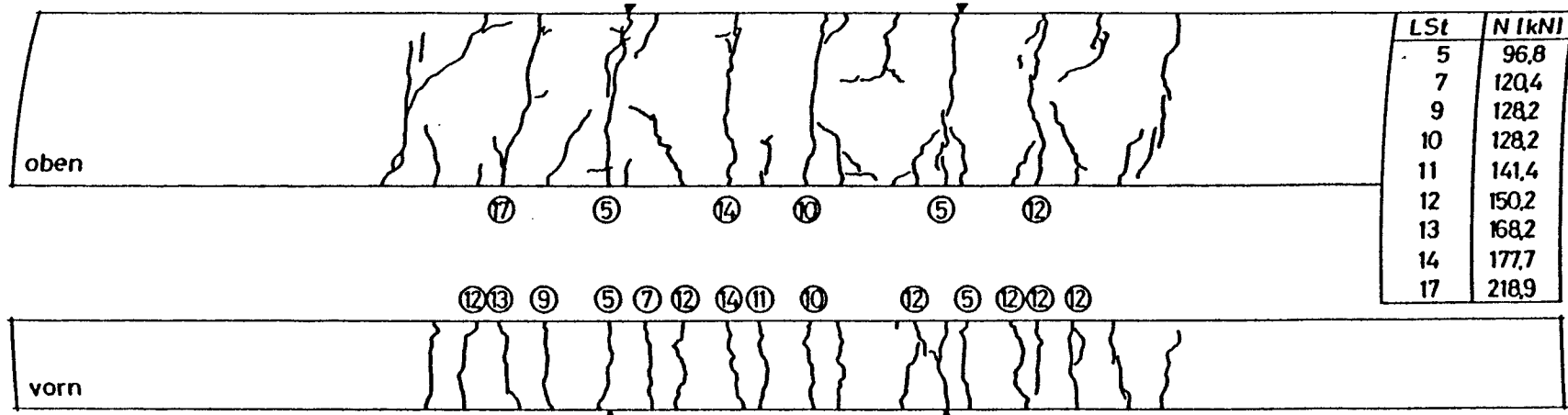
○ = Laststufe, bei der das Auftreten  
 des Risses detektiert wurde

▲ = Sollrisse

Bild 4.29 : Rißbild des Dehnkörpers DK 2 nach abgeschlossener Rißbildung ( $\vartheta = -165^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,01\%$ )

Seitenflächen

DK 4 + 20 °C  
 $\mu = 1,53 \%$



Meßbasis = 1,50m



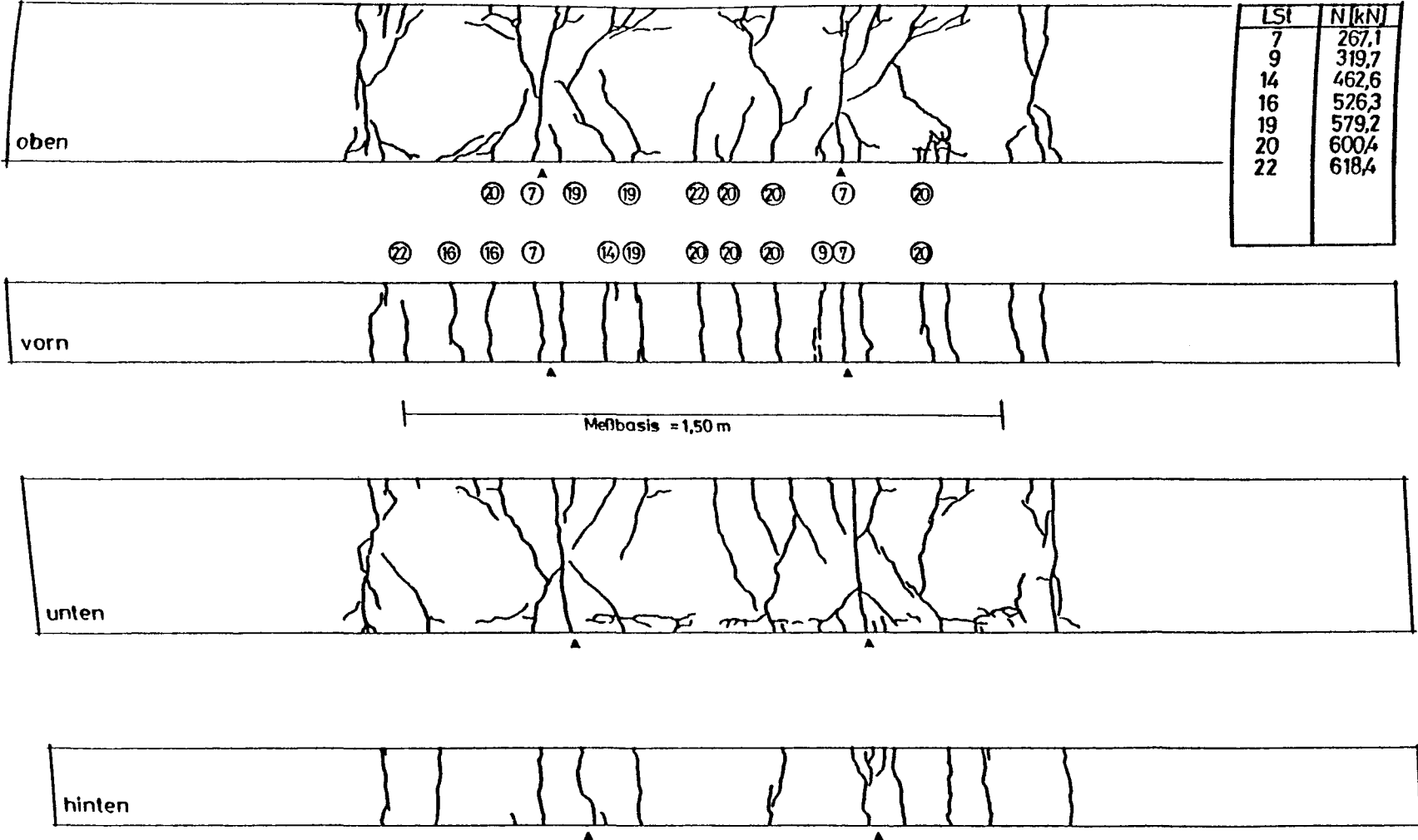
○ = Laststufe, bei der das Auftreten des Risses detektiert wurde

▲ = Sollrisse

Bild 4.30 : Rißbild des Dehnkörpers DK 4 nach abgeschlossener Rißbildung ( $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,53\%$ )

Seitenflächen

DK 5 - 100 °C  
 $\mu = 1,53 \%$

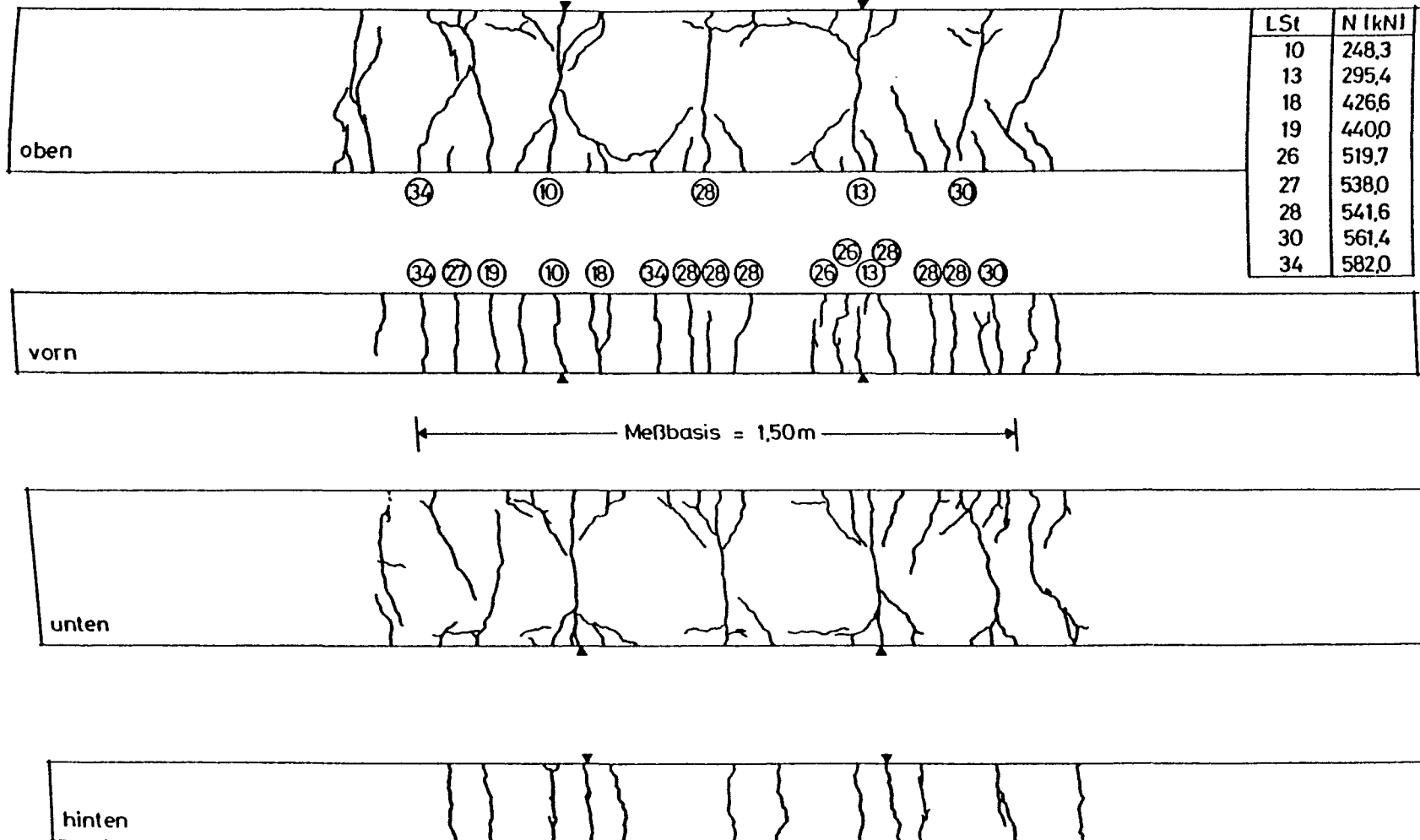


○ = Laststufe bei der das Auftreten  
des Risses detektiert wurde  
▲ = Sollrisse

Bild 4.31 : Rißbild des Dehnkörpers DK 5 nach abgeschlossener Rißbildung ( $\vartheta = -100^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,53\%$ )

Seitenflächen

DK 6 -165 °C  
 $\mu = 1,53\%$



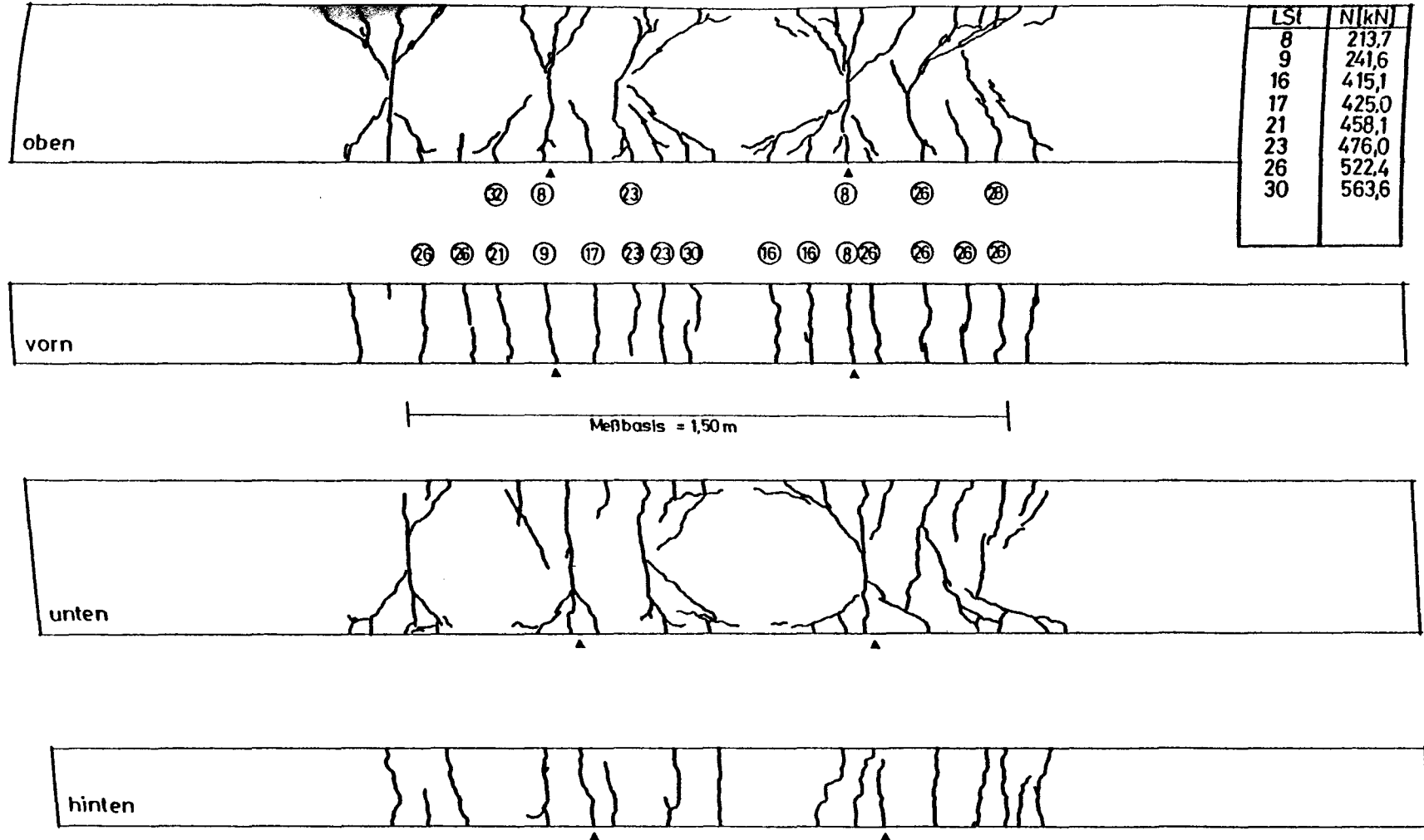
○ = Laststufe, bei der das Auftreten  
 des Risses detektiert wurde

▲ = Sollrisse

Bild 4.32 : Rißbild des Dehnkörpers DK 6 nach abgeschlossener Rißbildung ( $\vartheta = -165^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,53\%$ )

Seitenfläch

DK 3 - 165 °C  
 $\mu = 1,53 \%$



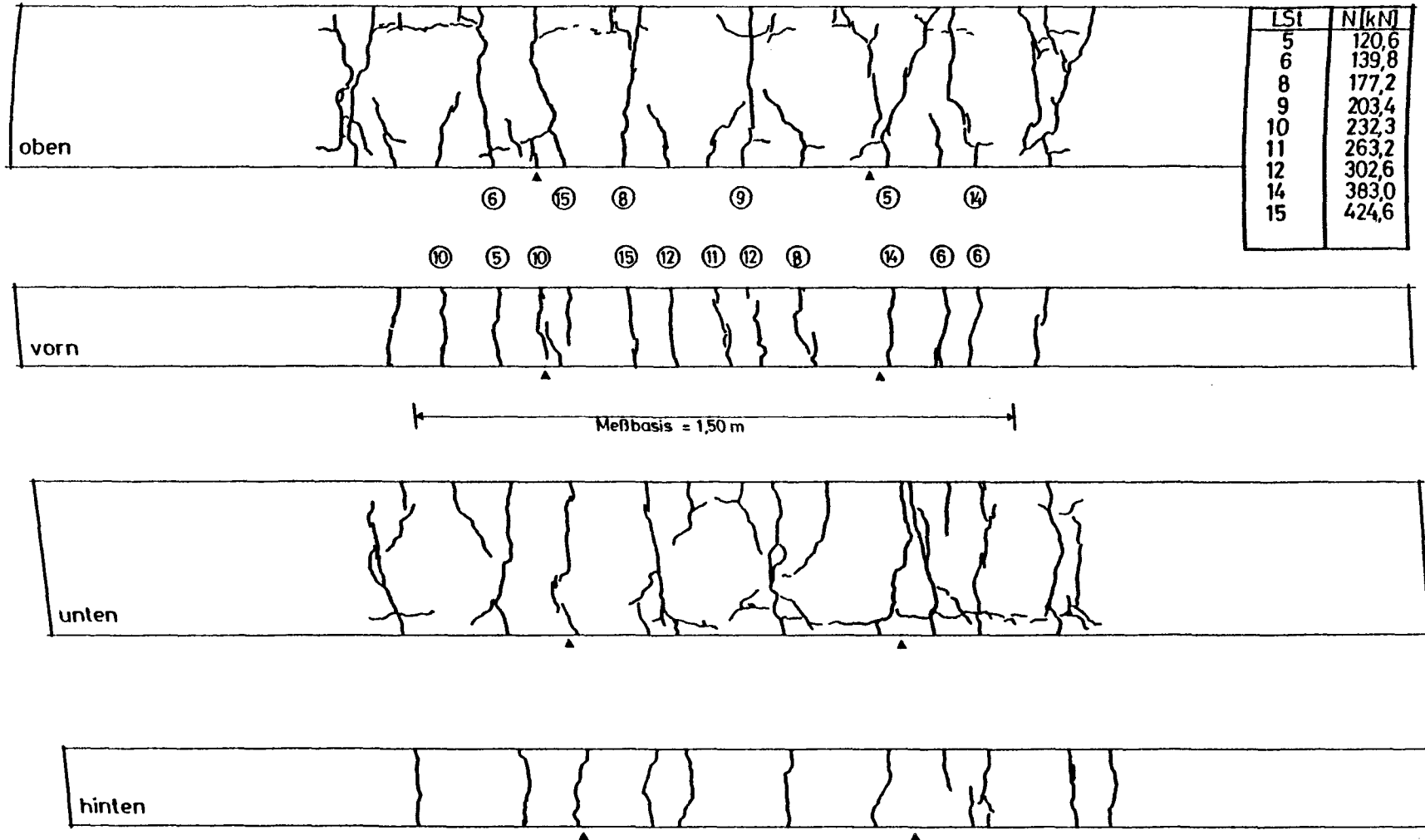
○ = Laststufe, bei der das Auftreten  
 des Risses detektiert wurde

▲ = Sollrisse

Bild 4.33 : Rißbild des Dehnkörpers DK 3 nach abgeschlossener Rißbildung ( $\vartheta = -165 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\mu = 1,53\%$ ; einseitig ausgetrocknet)

Seitenflächen

DK 8 + 20 °C  
 $\mu = 1,94 \%$



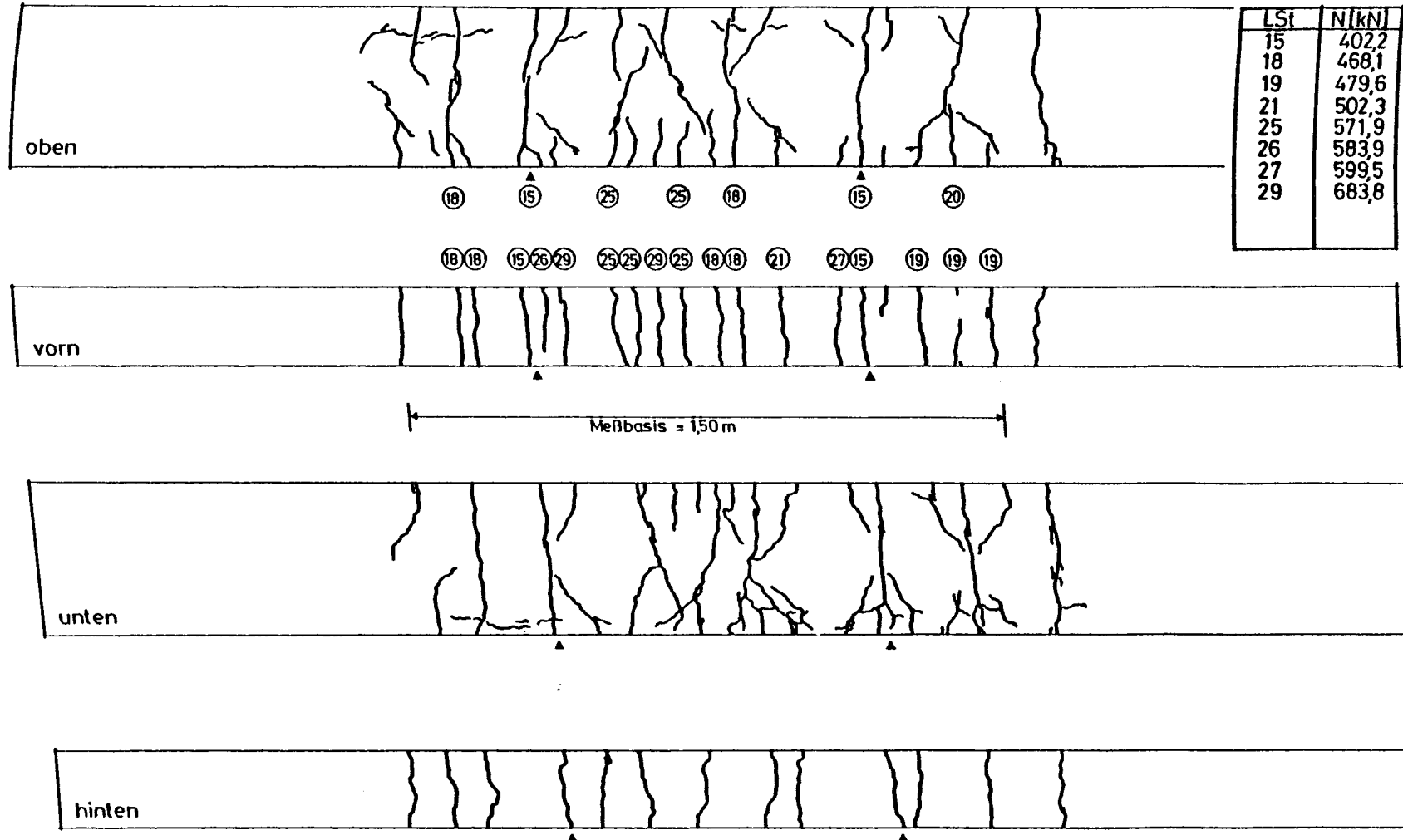
○ = Laststufe, bei der das Auftreten  
 des Risses detektiert wurde

▲ = Sollrisse

Bild 4.34 : Rißbild des Dehnkörpers DK 8 nach abgeschlossener Rißbildung ( $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,94\%$ )

# Seitenflächen

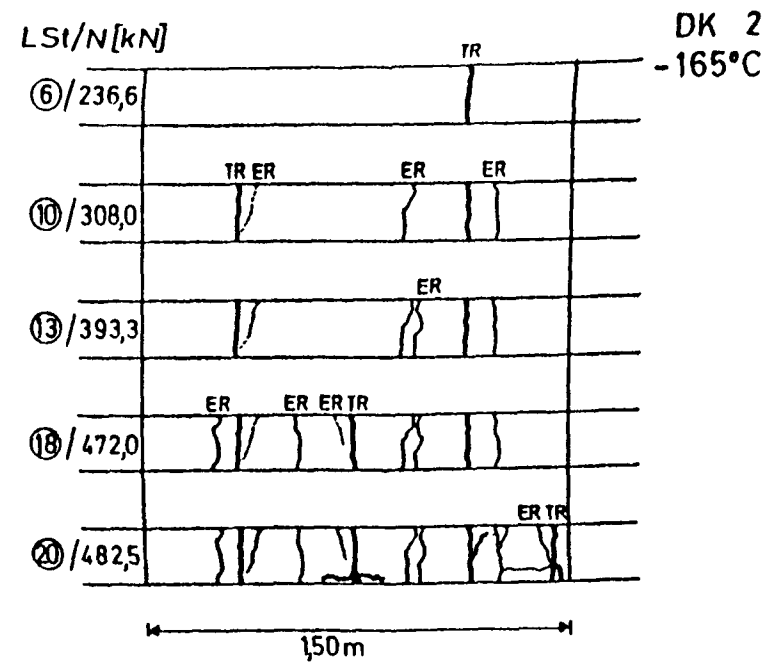
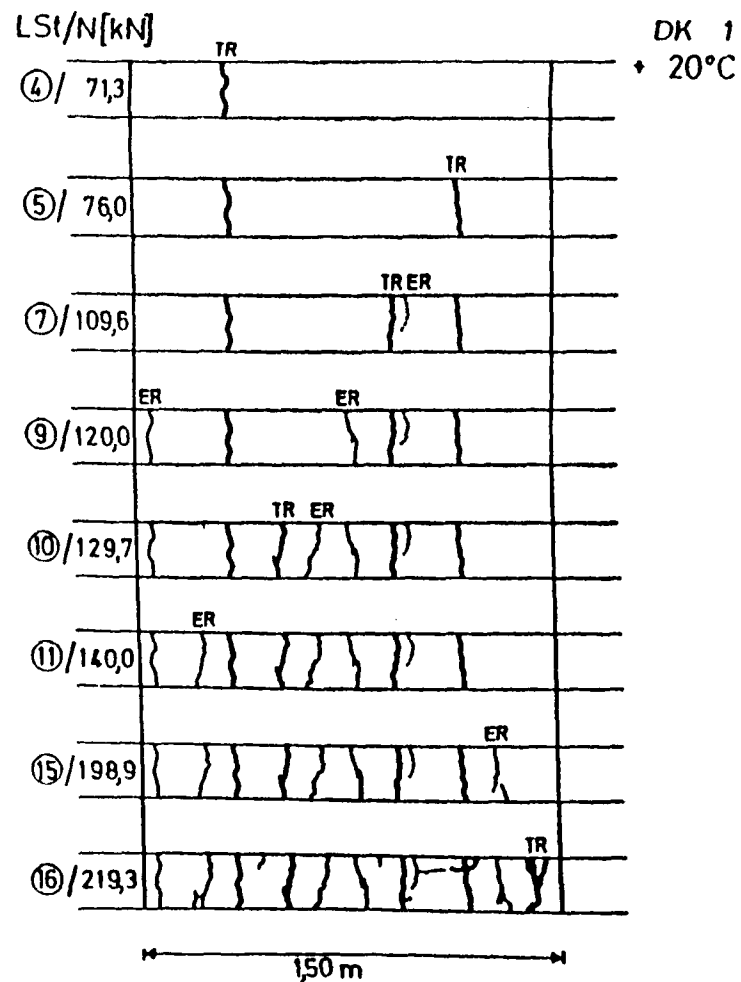
DK 7 - 165 °C  
 $\mu = 1,94 \%$



○ = Laststufe, bei der das Auftreten  
 des Risses detektiert wurde

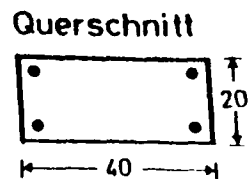
▲ = Sollrisse

Bild 4.35 : Rißbild des Dehnkörpers DK 7 nach abgeschlossener Rißbildung ( $\vartheta = -165^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,94\%$ )



PZ - Beton 1 : 6,4 : 0,8  
Lagerung in Folie  
BSt 420/500 RU

vorn ►

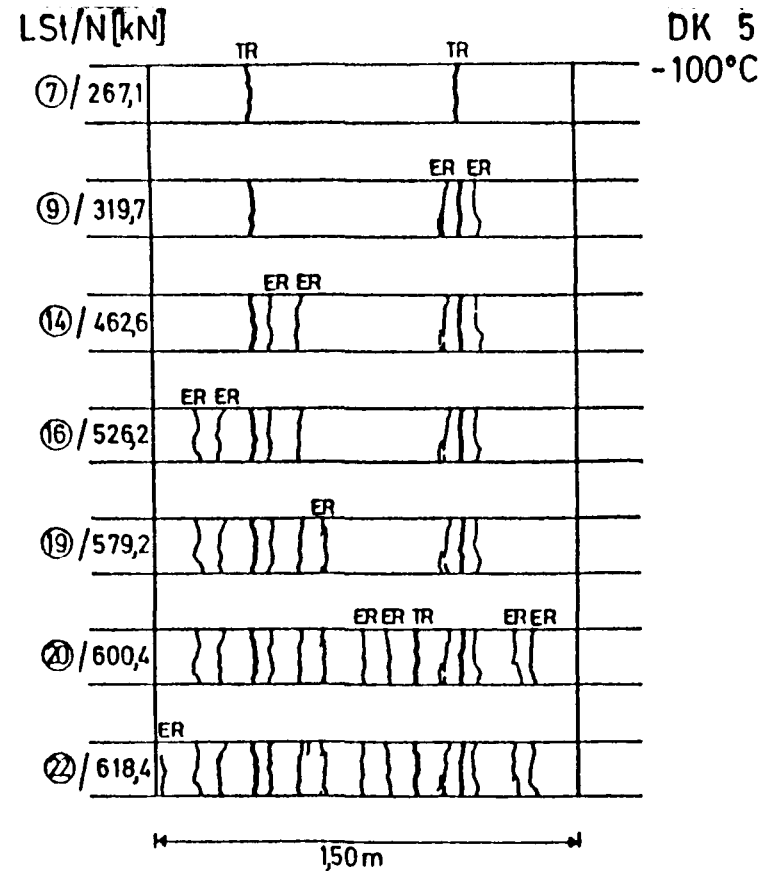
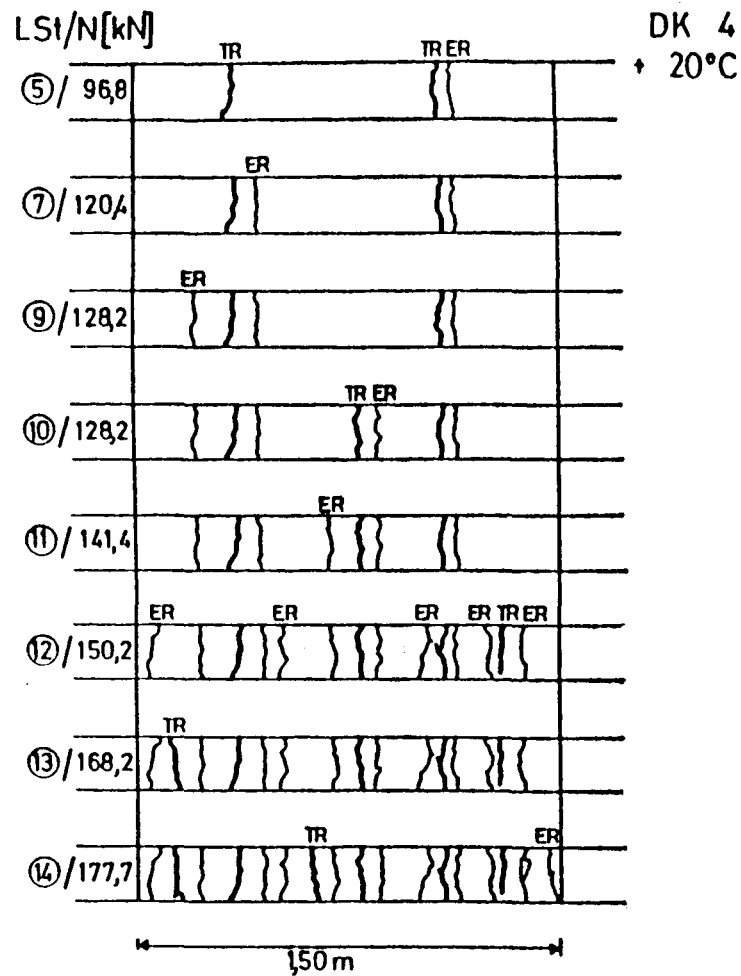


2 x 2 Ø16  
 $\mu = 1,01\%$

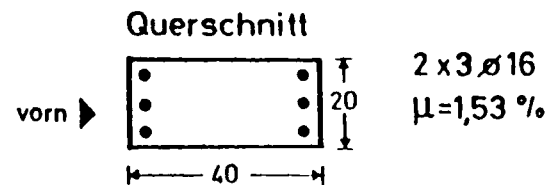
TR Trennriß  
ER Einriß  
| Rißbildung konnte nicht  
detektiert werden

Bild 4.36 : Entwicklung des Rißbilds an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper DK 1 und DK 2  
(2x2Ø16;  $\mu = 1,01\%$ ;  $\pm 20^\circ\text{C}$  und  $-165^\circ\text{C}$ )



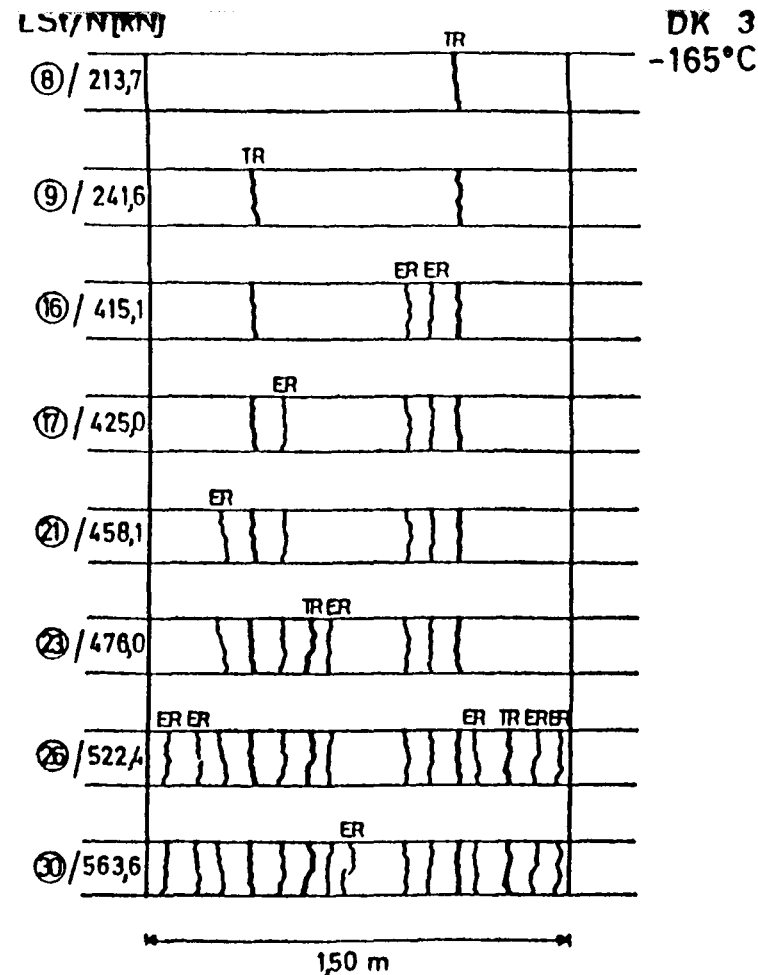
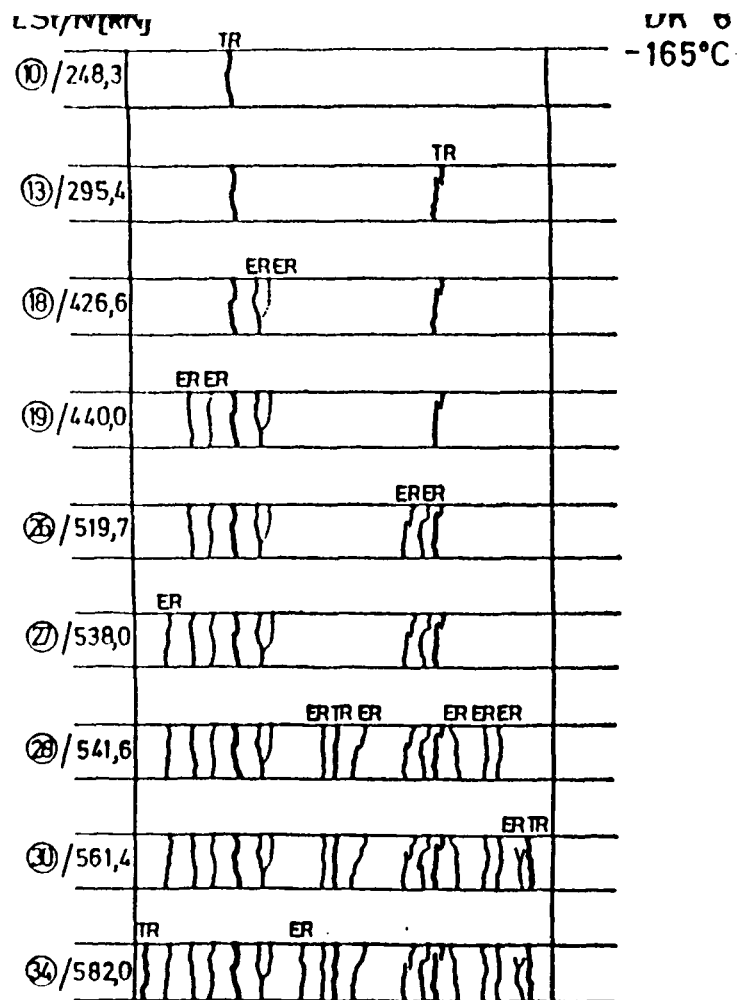


PZ-Beton 1 : 6,4 : 0,8  
Lagerung in Folie  
BSt 420/500 RU

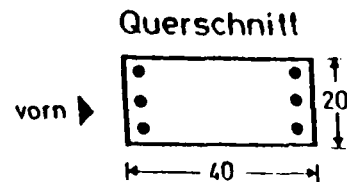


TR Trennriß  
ER Einriß  
| Rißbildung konnte nicht  
detektiert werden

Bild 4.37 : Entwicklung des Rißbilds an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper DK 4 und DK 5  
(2x3Ø16;  $\mu=1,53\%$ ;  $=+20^{\circ}\text{C}$  und  $-100^{\circ}\text{C}$ )



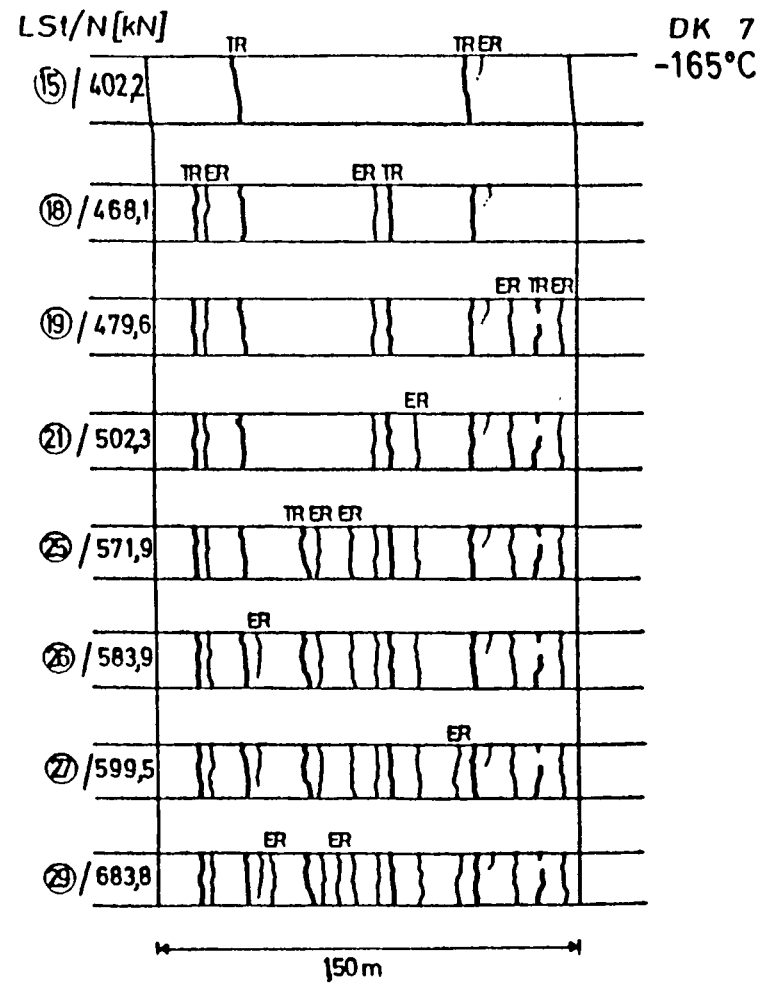
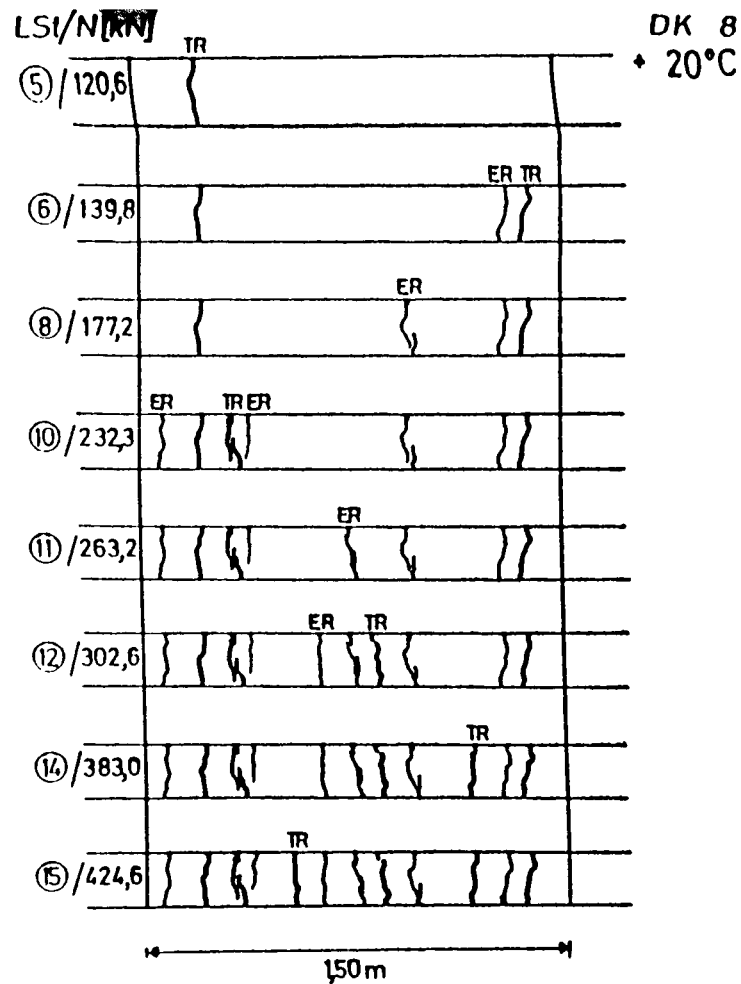
PZ-Beton 1 : 6,4 : 0,8  
Lagerung in Folie  
BST 420/500 RU



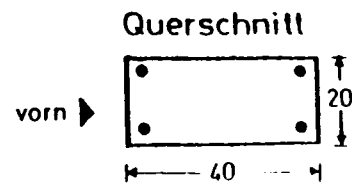
2 x 3  $\varnothing$  16  
 $\mu=1,53\%$

TR Trennriß  
ER Einriß  
| Rißbildung konnte nicht  
detektiert werden

Bild 4.38 : Entwicklung des Rißbilds an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper DK 6 und DK 3  
(2x3 $\varnothing$ 16;  $\mu=1,53\%$ ;  $-165^{\circ}\text{C}$ )



PZ-Beton 1 : 6,4 : 0,8  
Lagerung in Folie  
BSI 420/500 RU



TR Trennriß  
ER Einriß  
| Rißbildung konnte nicht  
detektiert werden

Bild 4.39 : Entwicklung des Rißbilds an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper DK 8 und DK 7  
(2x2Ø22;  $\mu=1,94\%$ ; +20°C und -165°C)

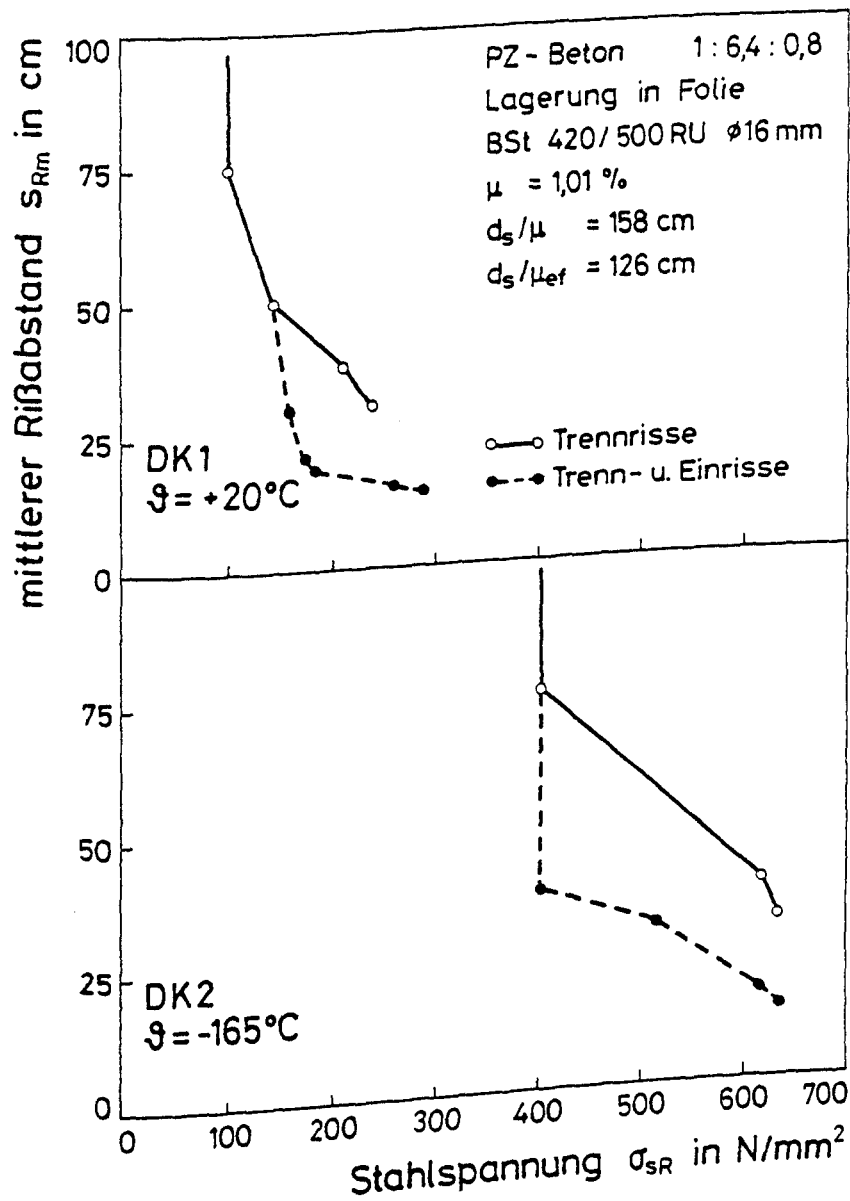


Bild 4.40 : Mittlerer Rißabstand an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper DK 1 und DK 2 ( $2 \times 2\varnothing 16; \mu = 1,01\%$ ) in Abhängigkeit von der Stahlspannung

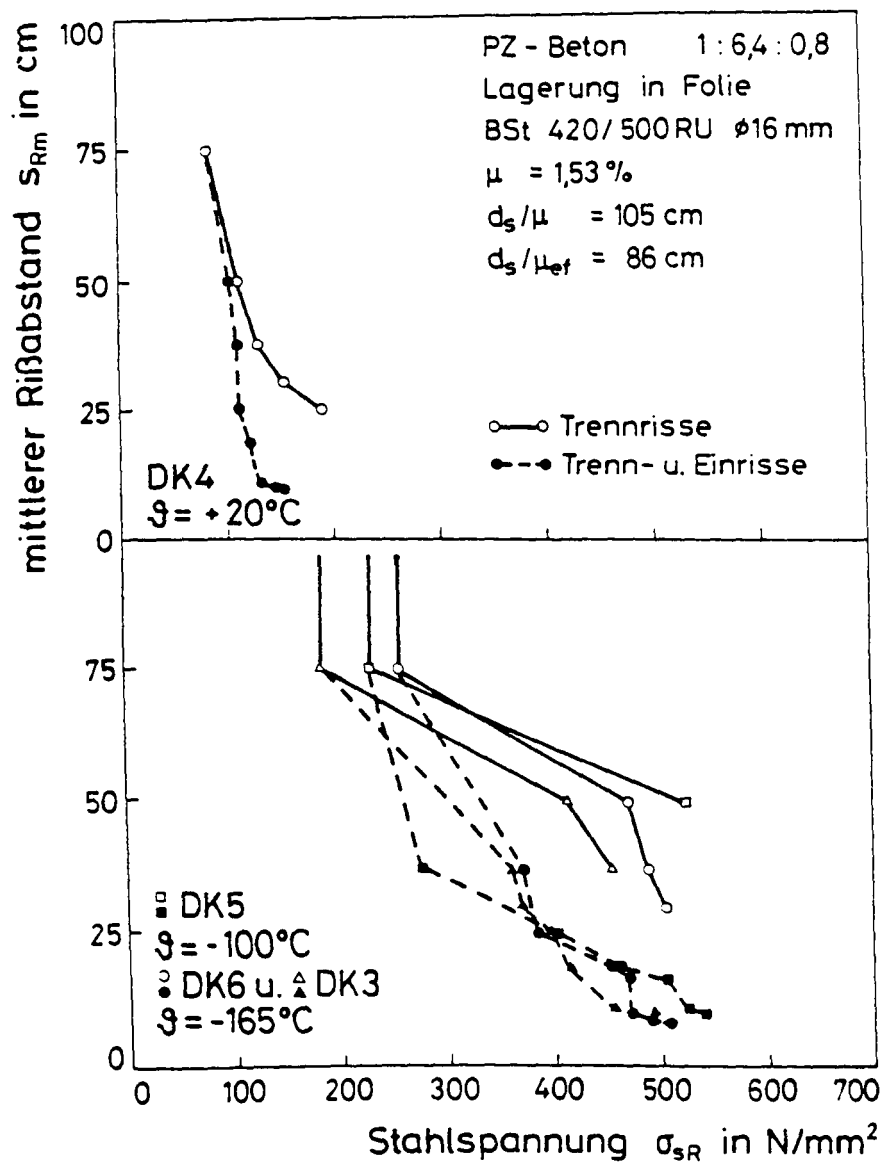


Bild 4.41 : Mittlerer Rißabstand an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper DK 3 bis DK 6 ( $2 \times 3 \phi 16$ ;  $\mu = 1,53\%$ ) in Abhängigkeit von der Stahlspannung

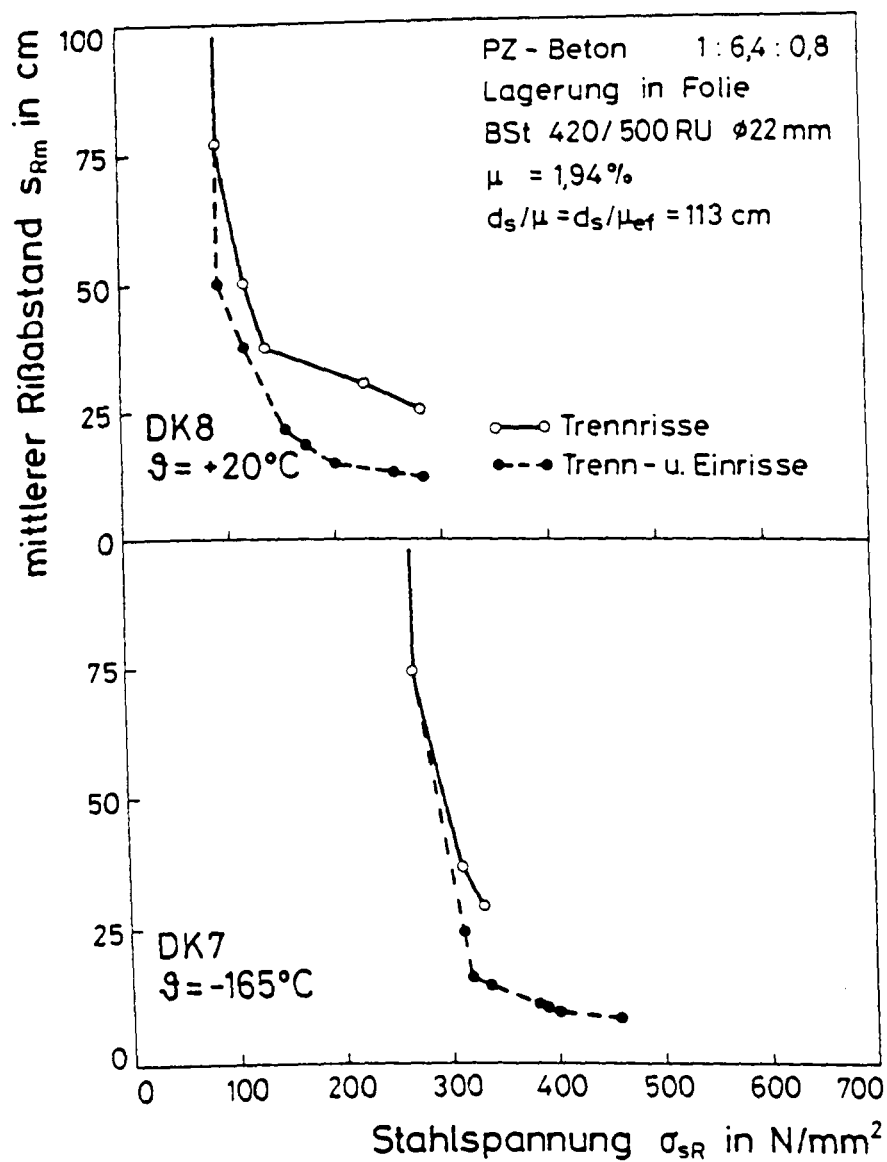


Bild 4.42 : Mittlerer Rißabstand an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper DK 8 und DK 7 ( $2 \times 2\text{Ø}22; \mu = 1,94\%$ ) in Abhängigkeit von der Stahlspannung

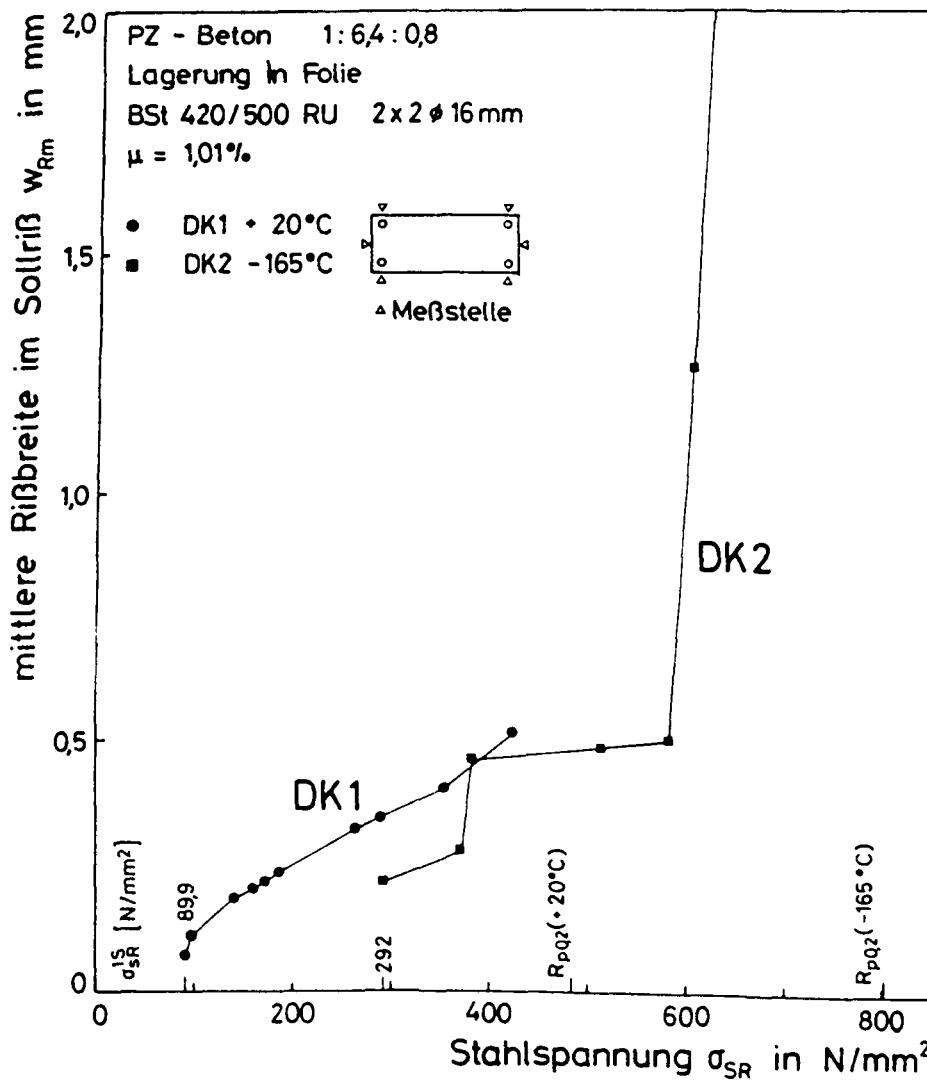


Bild 4.43 : Mittlere Rißbreite im Sollriß (VS) in Abhängigkeit von Temperatur und Beanspruchungsgrad für  $\mu=1,01\%$

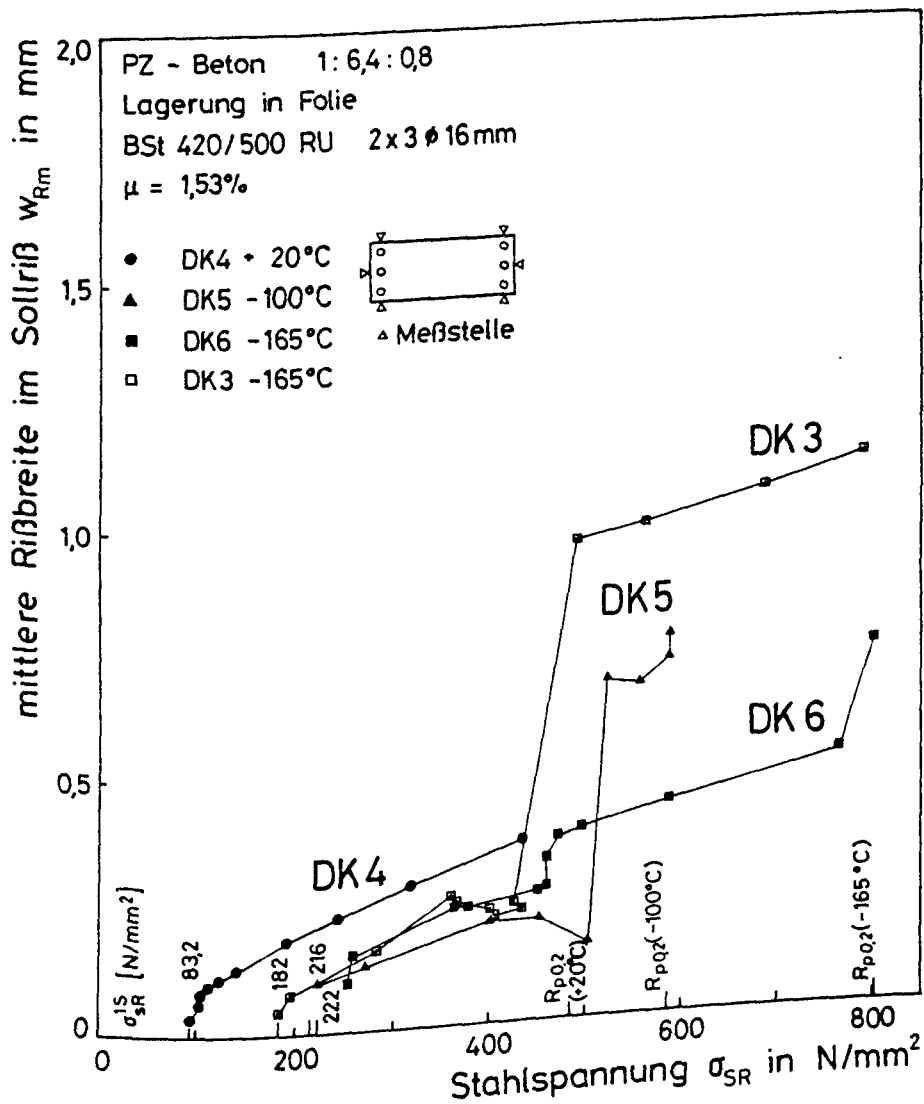


Bild 4.44 : Mittlere Rißbreite im Sollriß (VS) in Abhängigkeit von Temperatur und Beanspruchungsgrad für  $\mu=1,53\%$



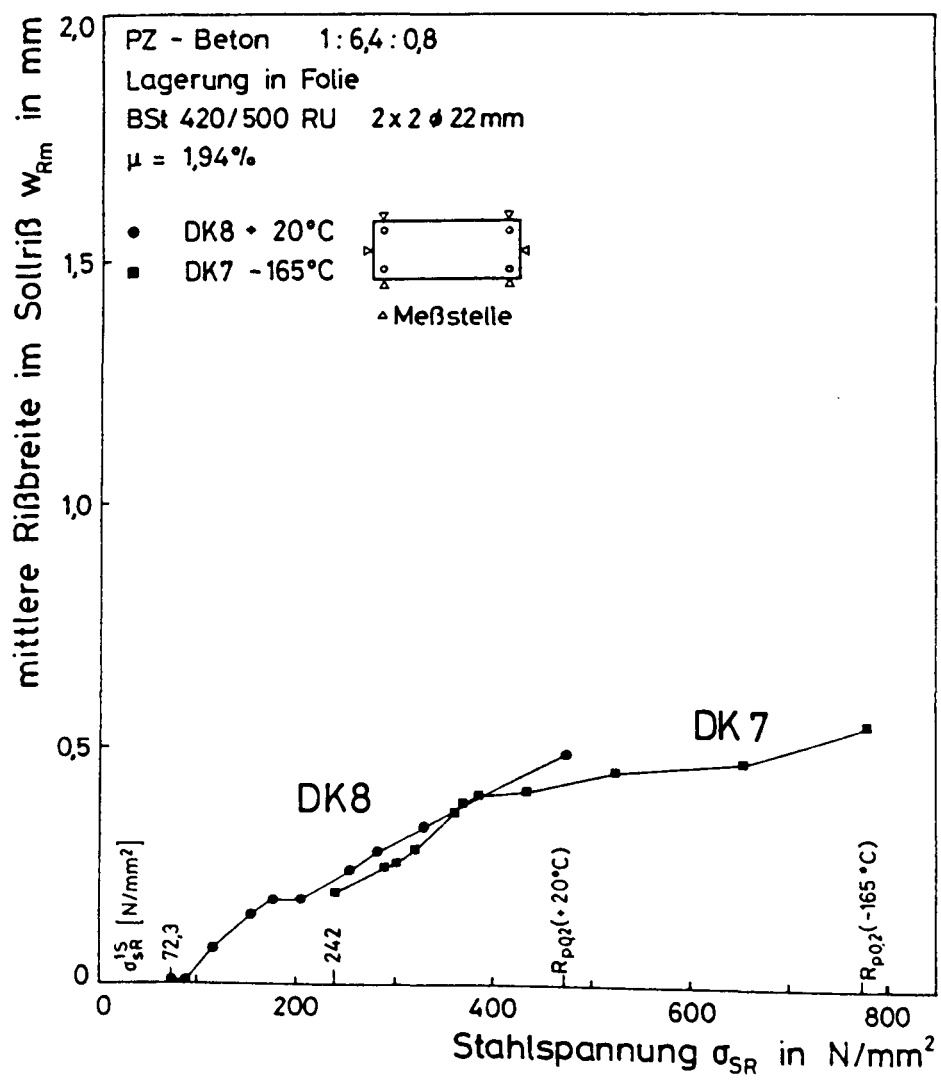


Bild 4.45 : Mittlere Rißbreite im Sollriß (VS) in Abhängigkeit von Temperatur und Beanspruchungsgrad für  $\mu=1,94\%$

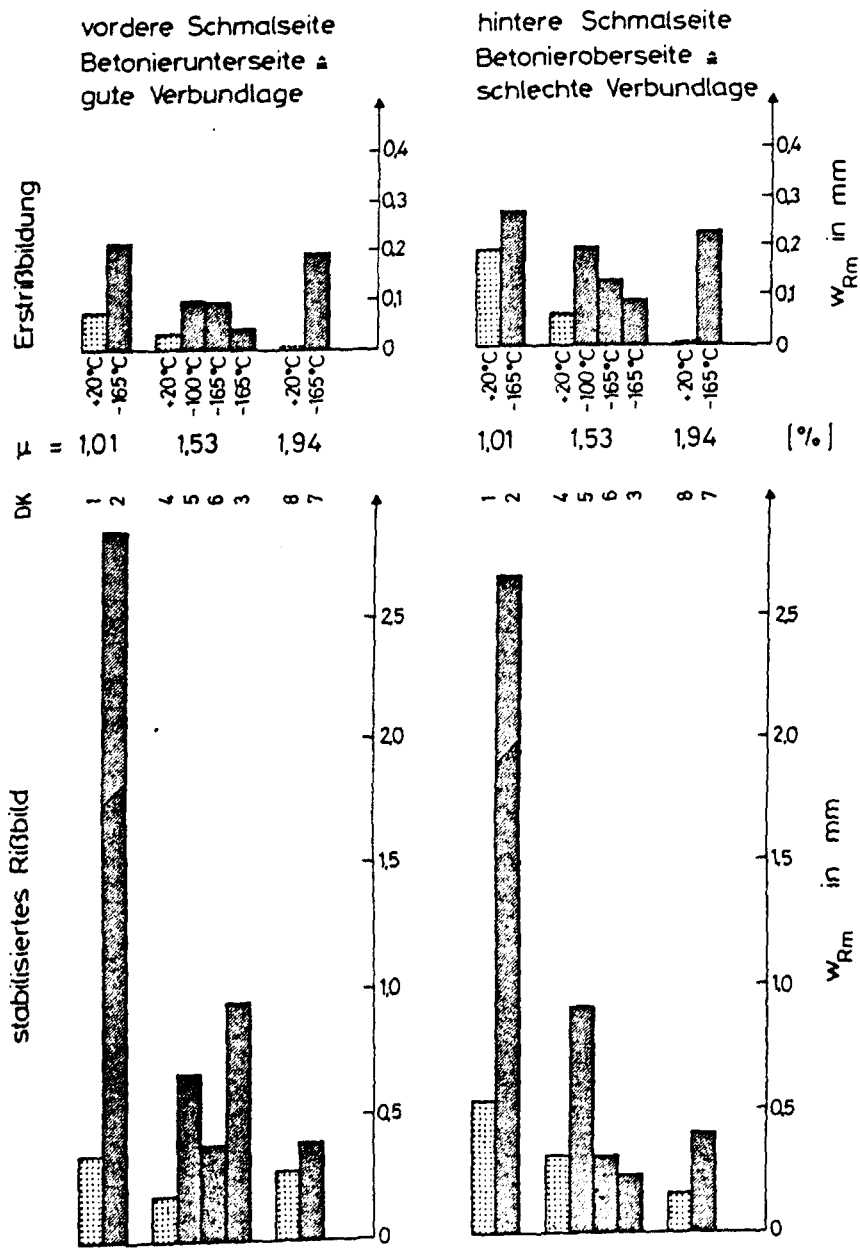


Bild 4.46 : Gegenüberstellung der Ribbreiten bei Erstribbildung und des stabilisierten Ribbildes

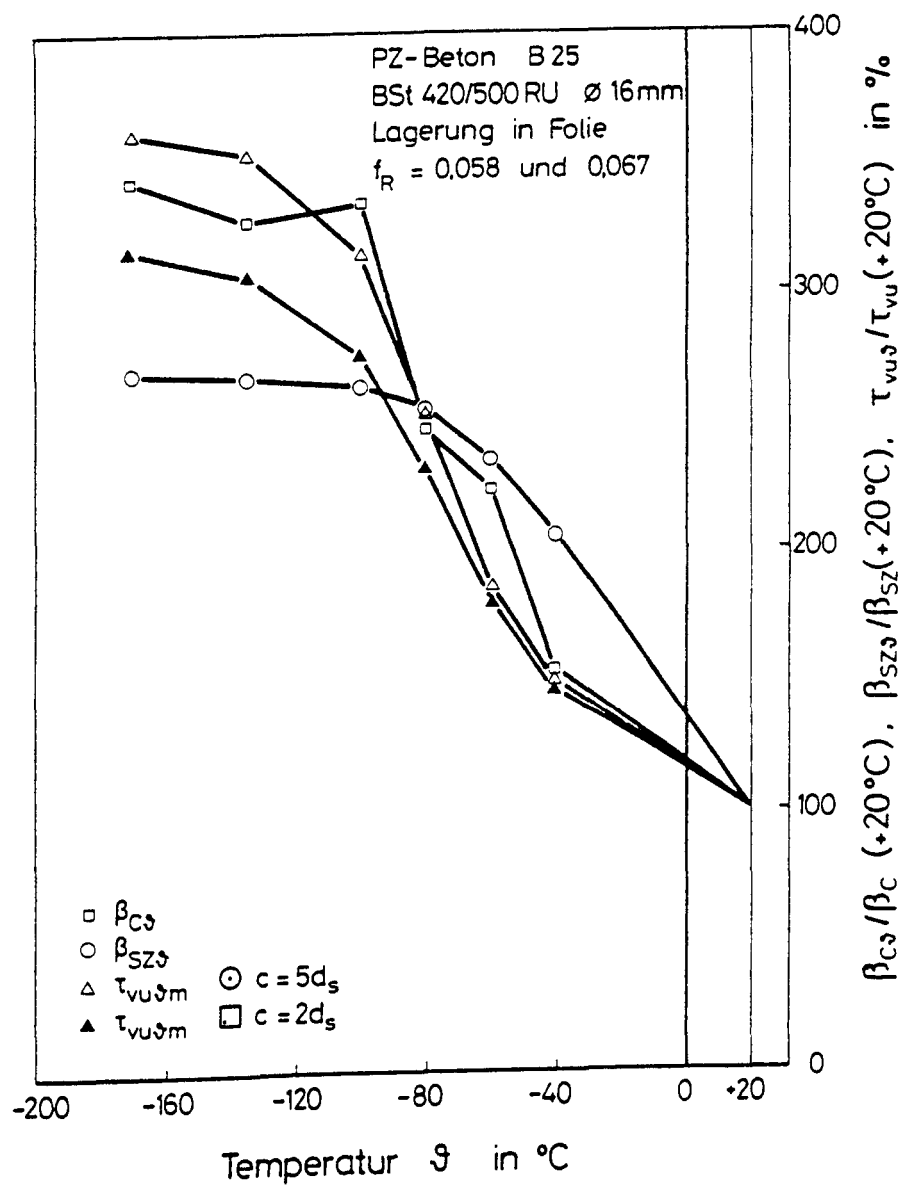


Bild 5.1 : Vergleich der Verbundfestigkeit mit der Druck- und Spaltzugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von Temperatur und Betondeckung

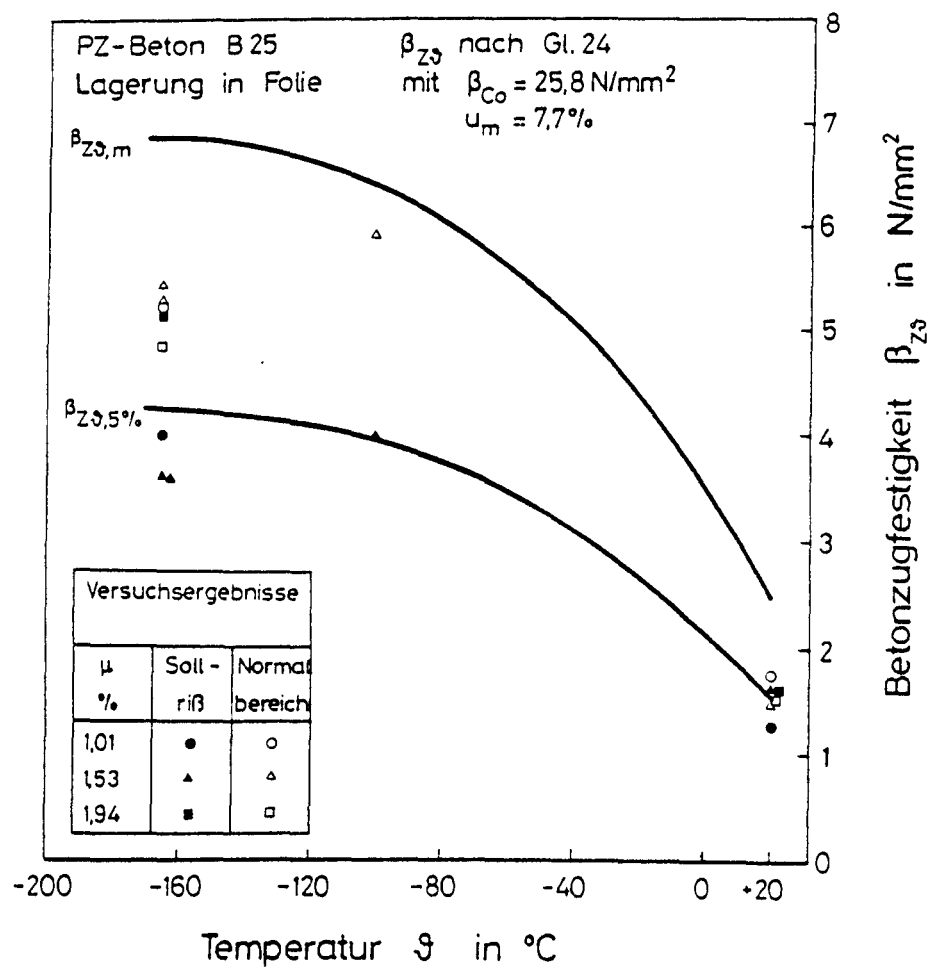


Bild 5.2 : Zentrische Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Tieftemperatur

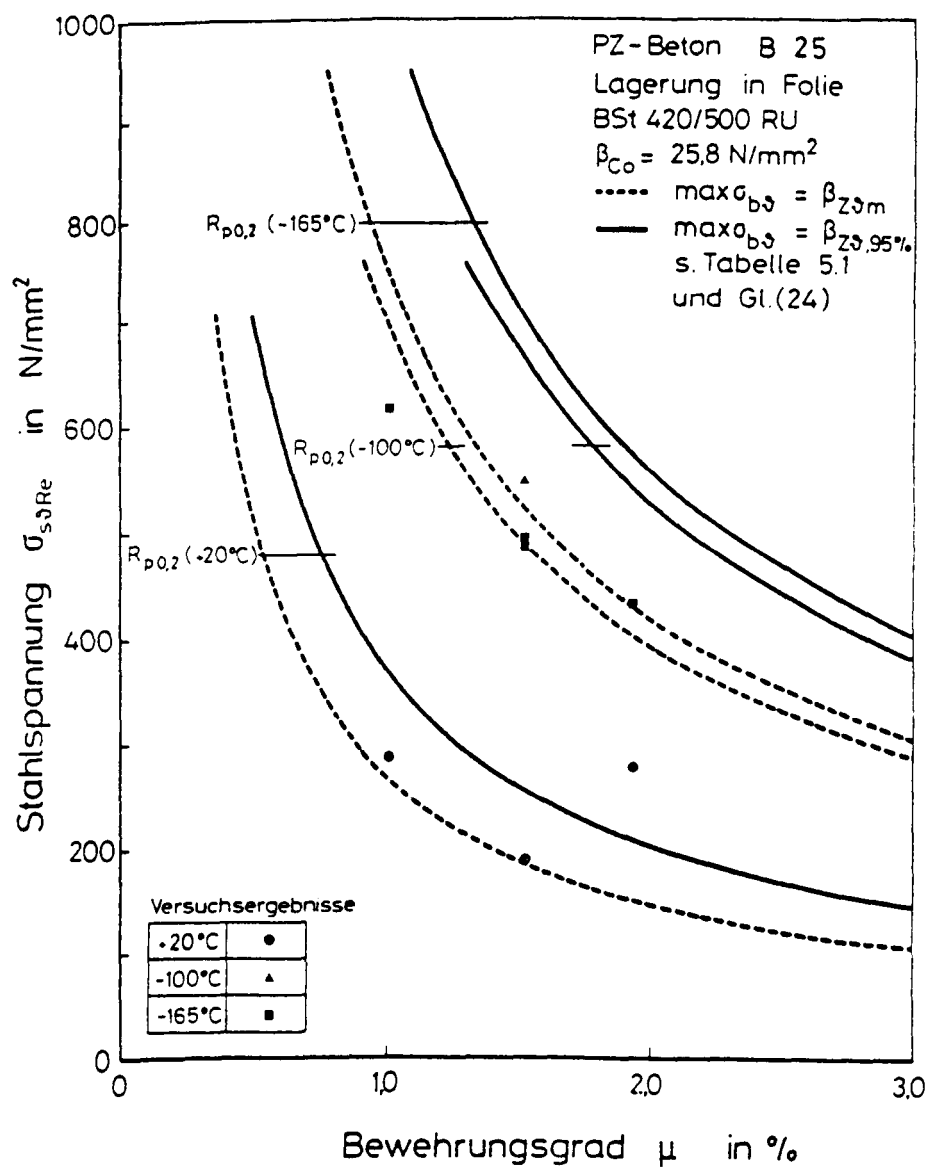


Bild 5.3 : Stahlspannung bei abgeschlossener Rißbildung in  
Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad

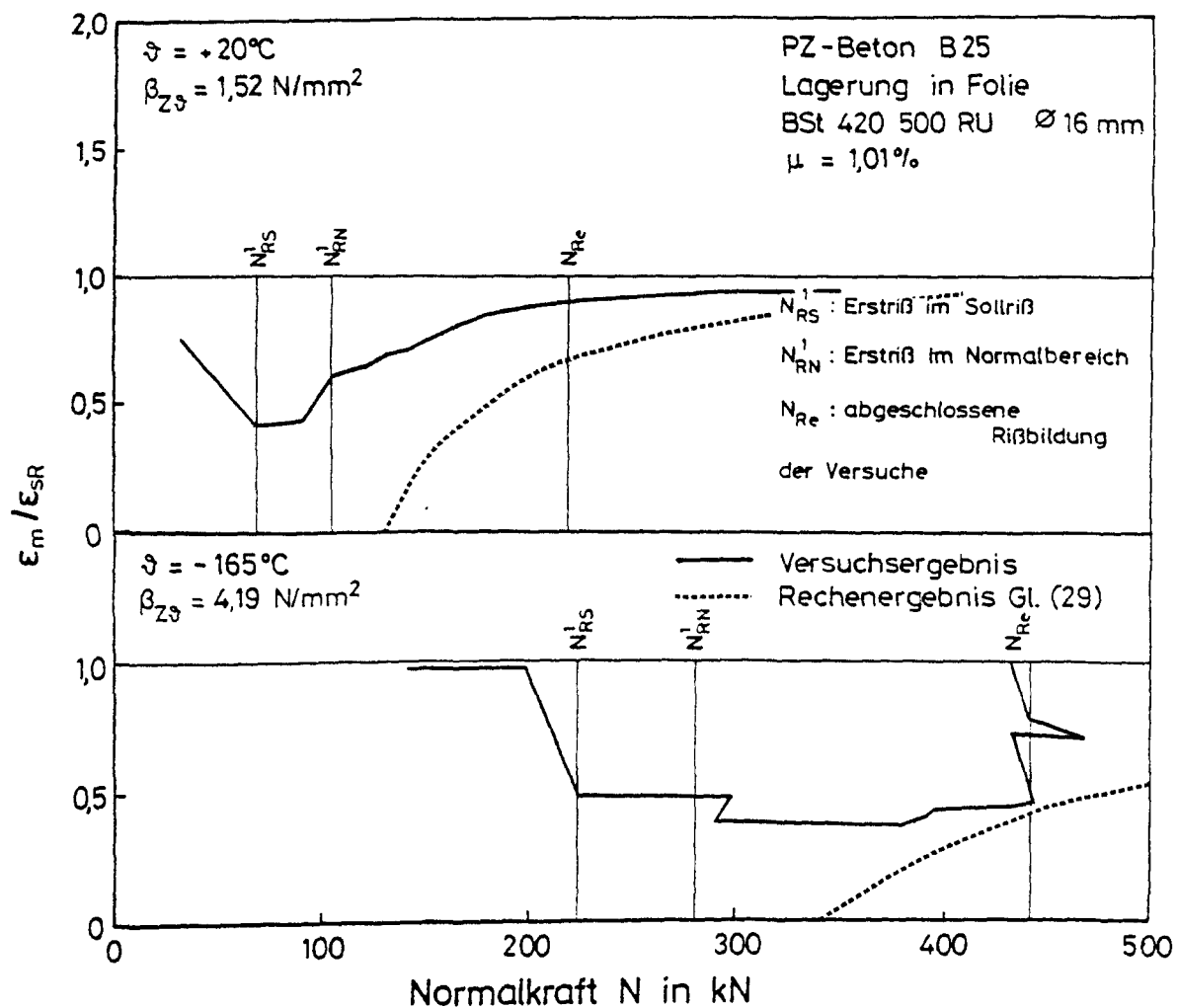


Bild 5.4 : Mitwirkung des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur - Vergleich Rechnung und Versuch (DK 1 und DK 2;  $\mu=1,01\%$ )

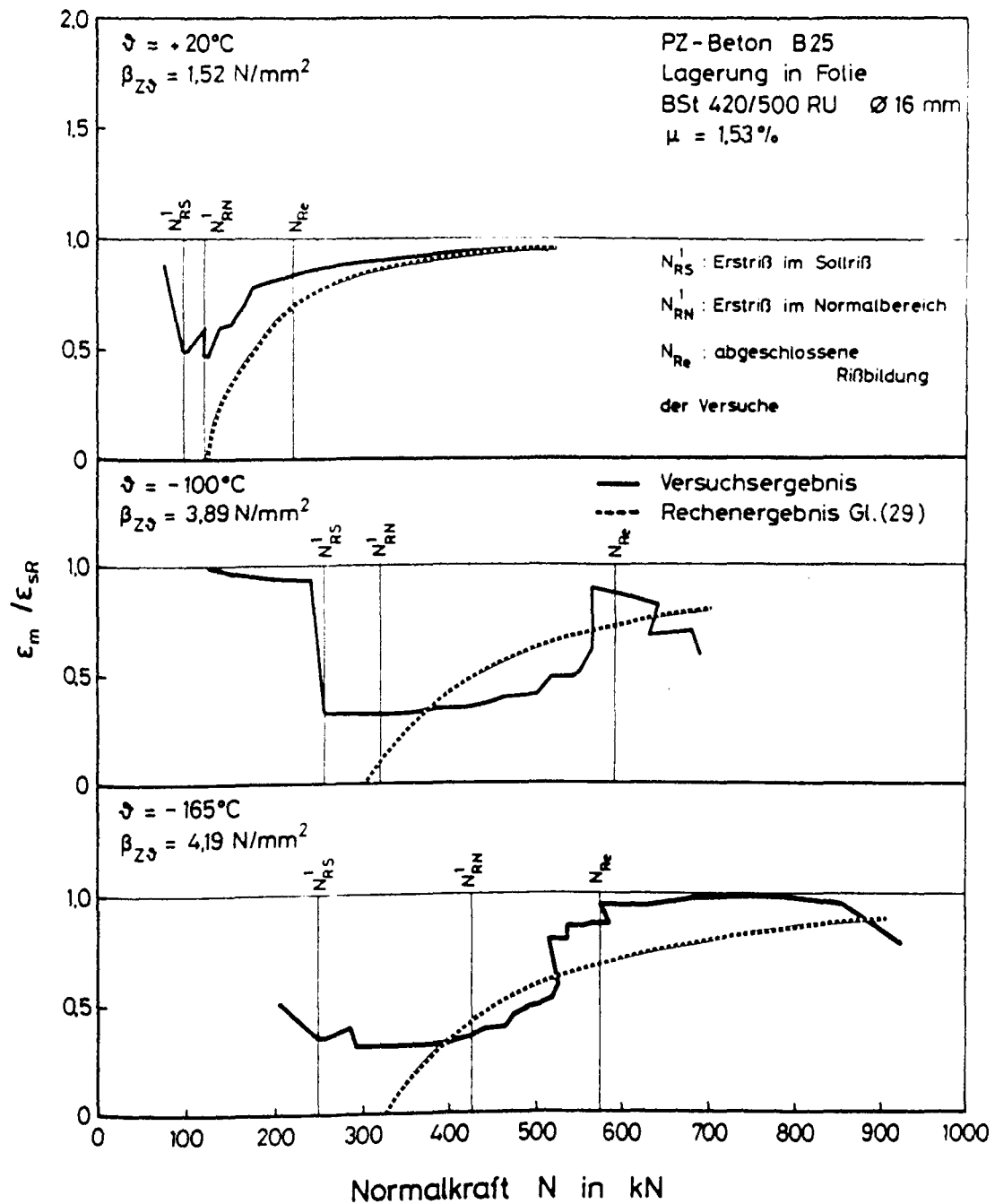


Bild 5.5 : Mitwirkung des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur - Vergleich Rechnung und Versuch (DK 4 bis DK 6;  $\mu=1,53\%$ )

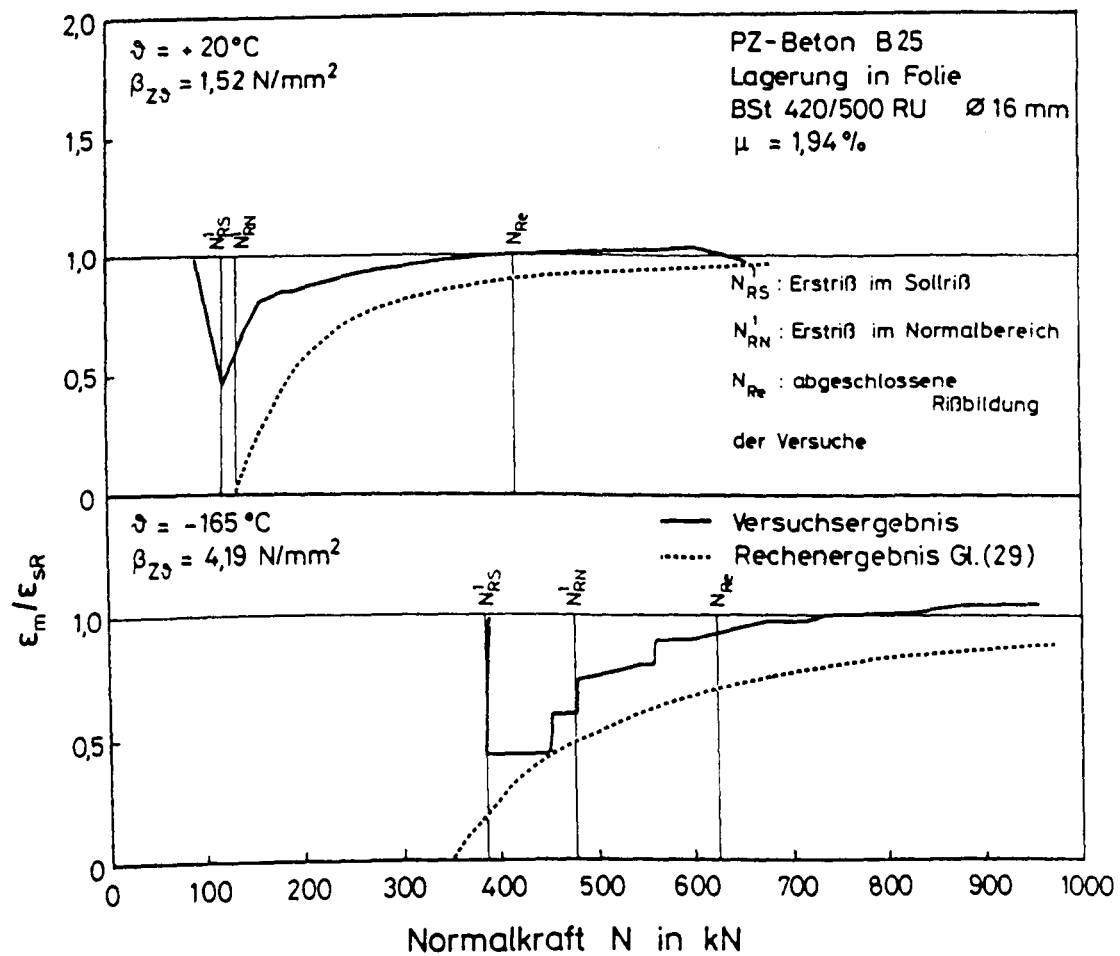


Bild 5.6 : Mitwirkung des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur - Vergleich Rechnung und Versuch (DK 8 und DK 7;  $\mu=1,94\%$ )



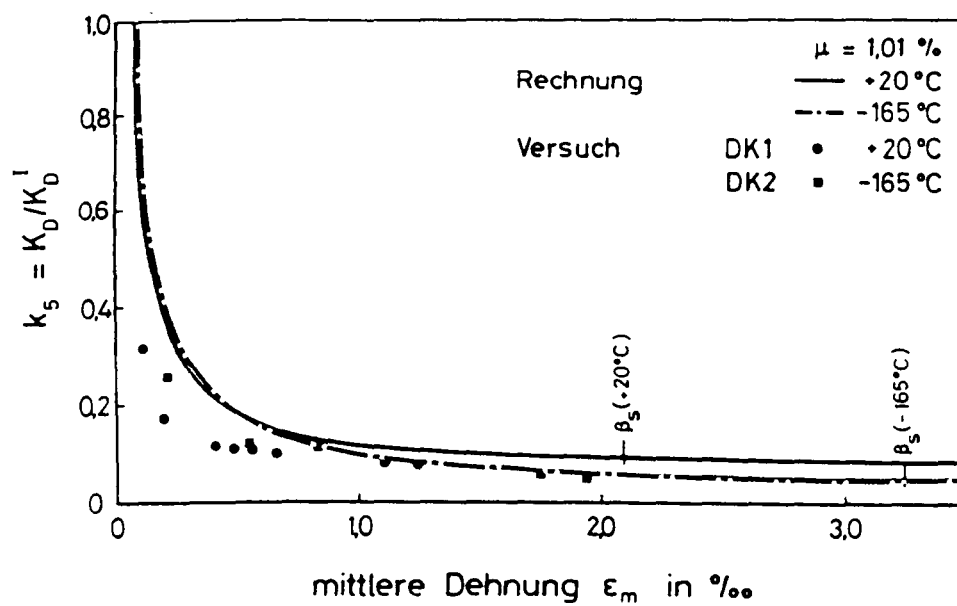


Bild 5.7 : Gemessene und gerechnete bezogene Dehnsteifigkeit  
 der Dehnkörper DK 1 und DK 2

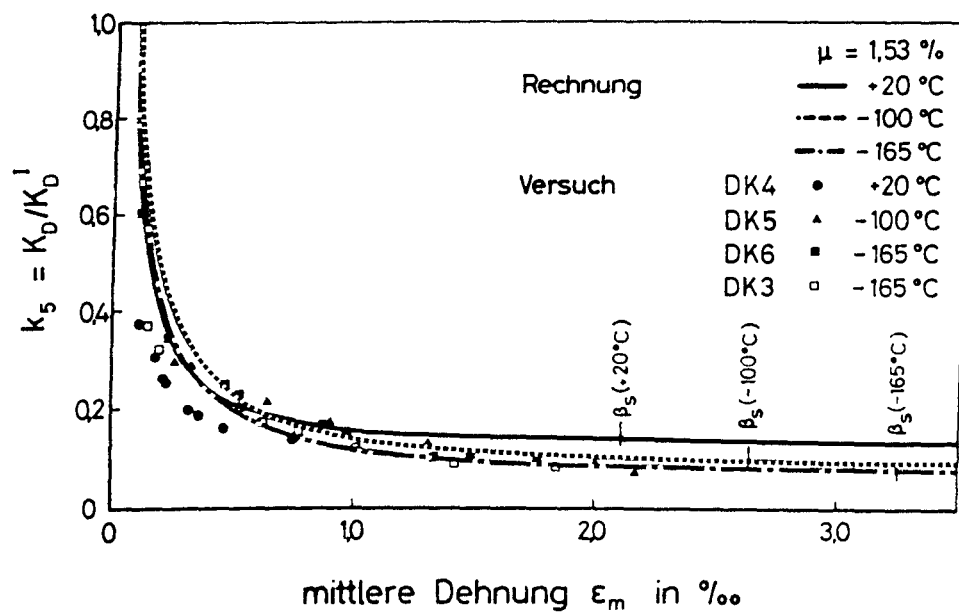


Bild 5.8 : Gemessene und gerechnete bezogene Dehnsteifigkeit der Dehnkörper DK 3 - DK 6

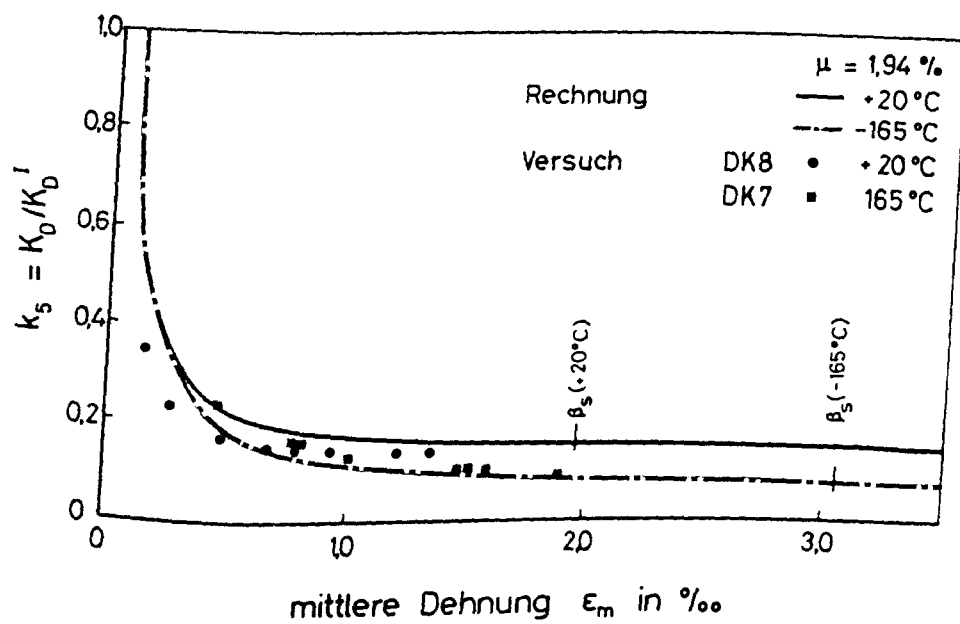


Bild 5.9 : Gemessene und gerechnete bezogene Dehnsteifigkeit  
 der Dehnkörper DK 7 und DK 8

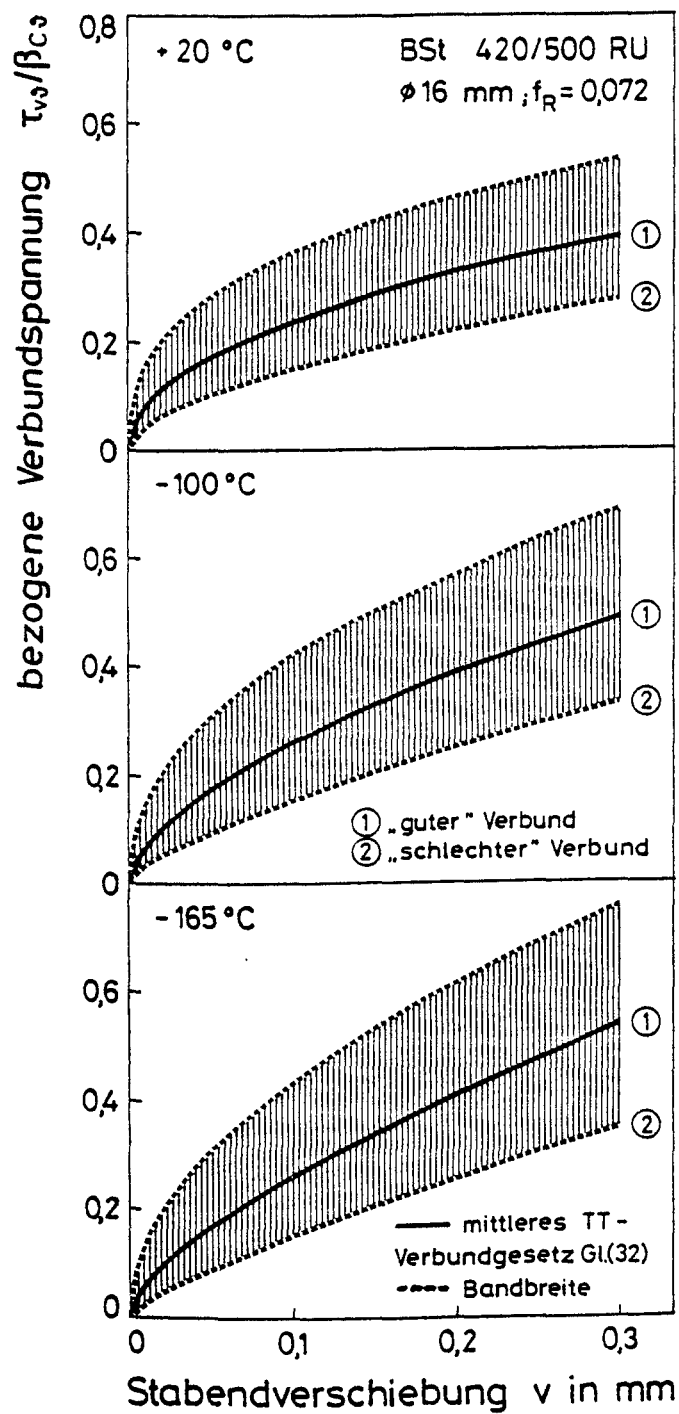


Bild 5.10 : Verbundgesetz in Abhängigkeit von der Tieftemperatur

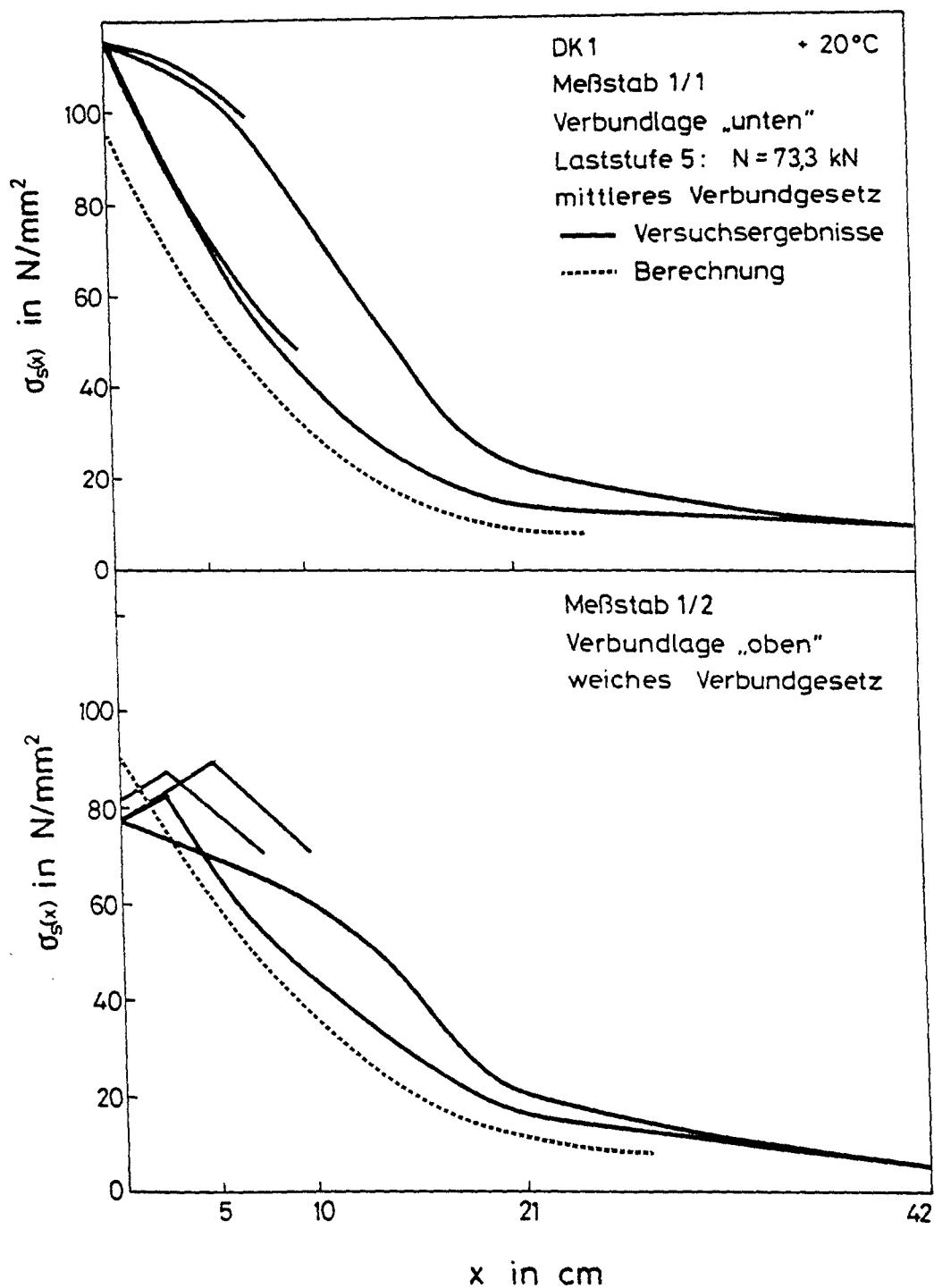


Bild 5.11 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 1 - Vergleich Versuch und Rechnung

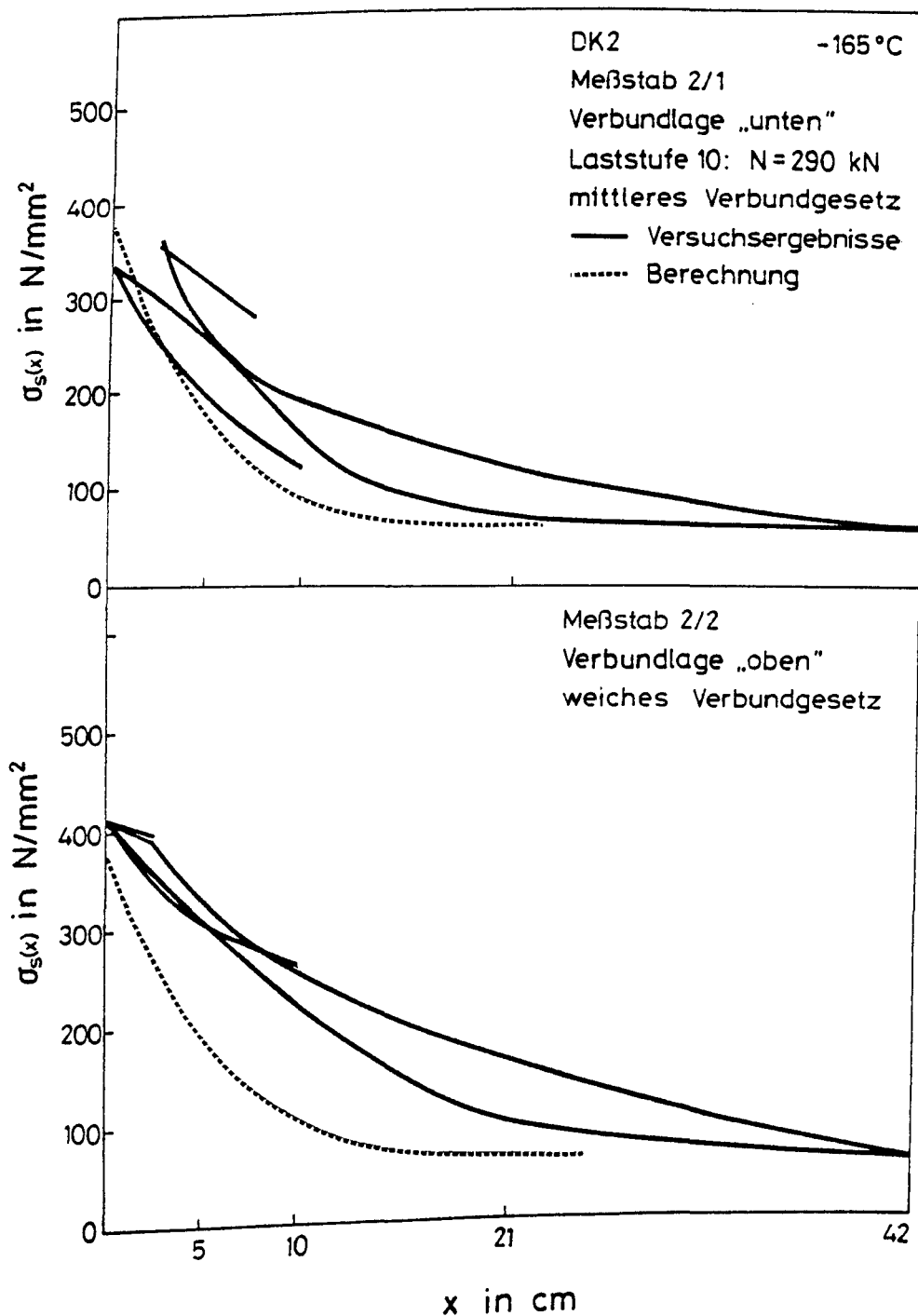


Bild 5.12 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 2 - Vergleich Versuch und Rechnung

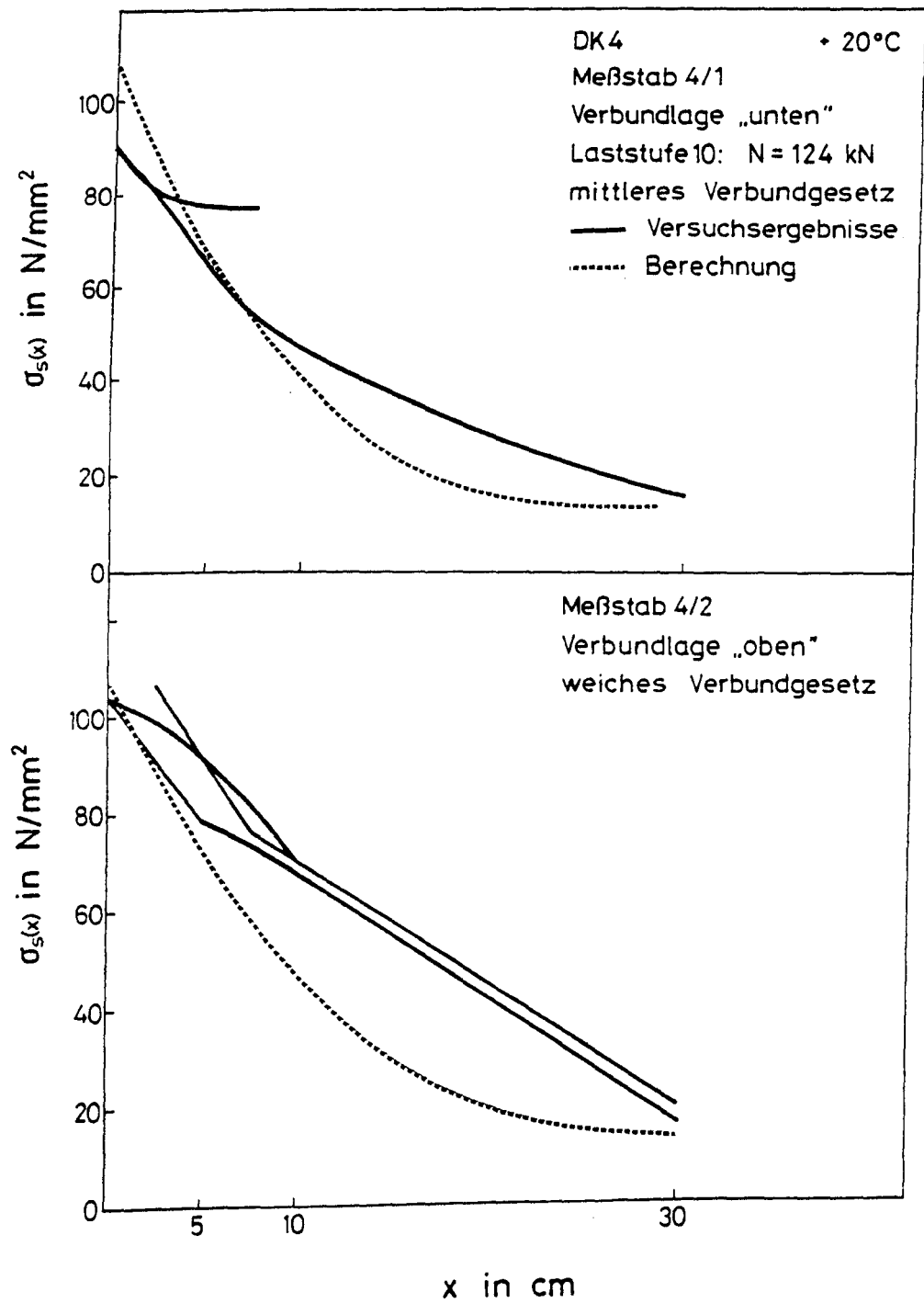


Bild 5.13 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 4 - Vergleich Versuch und Rechnung

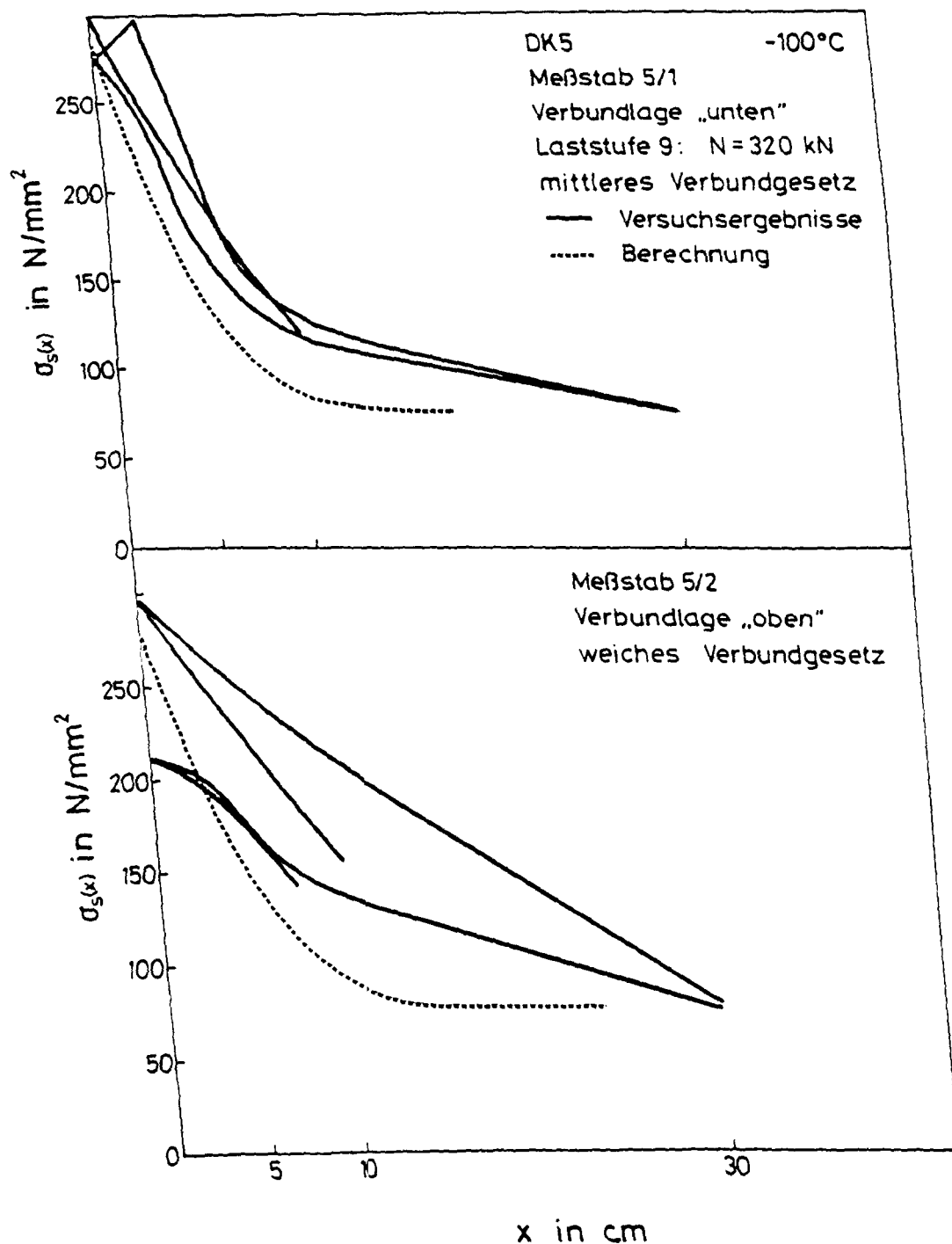


Bild 5.14 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 5 - Vergleich Versuch und Rechnung



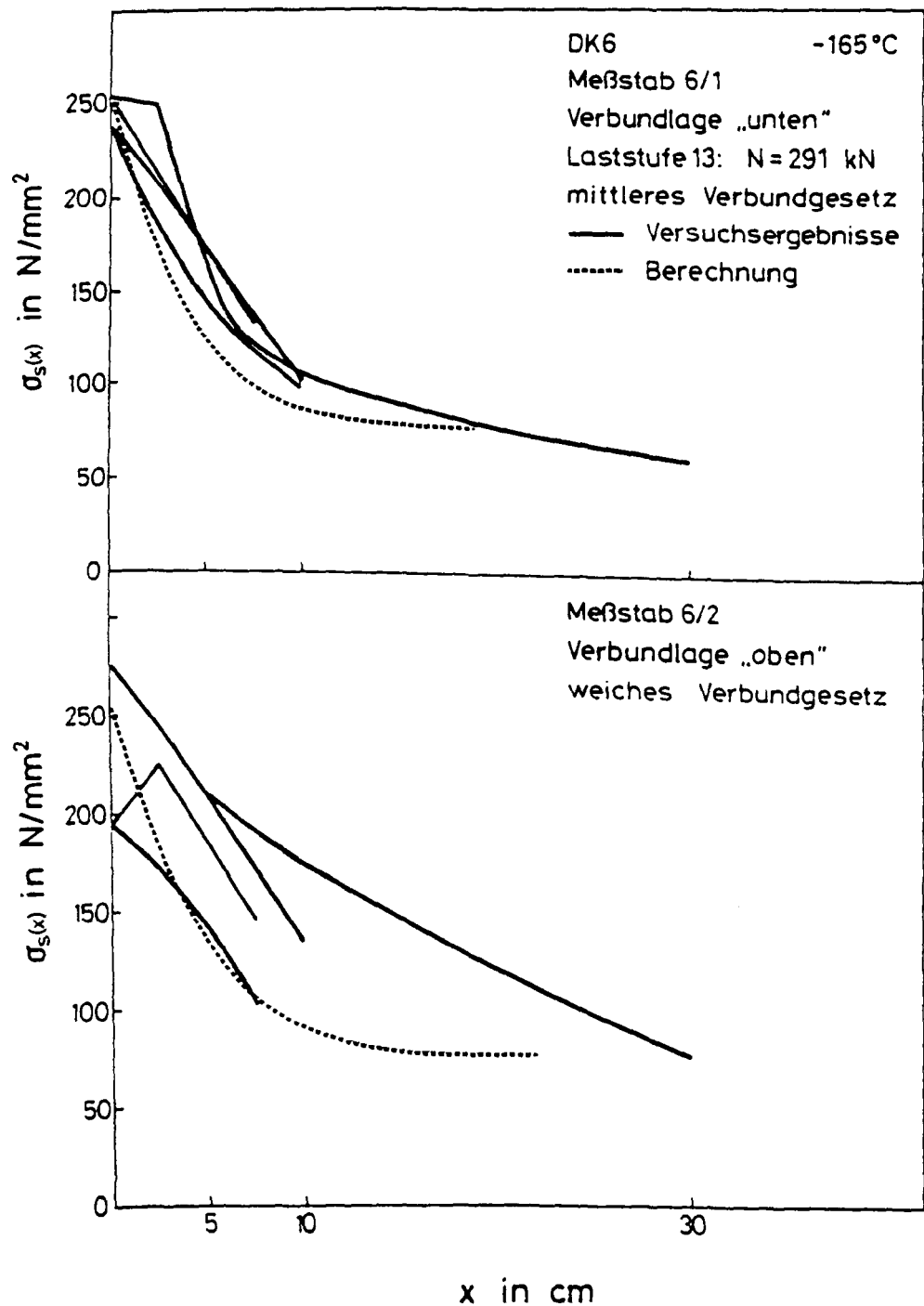


Bild 5.15 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 6 - Vergleich Versuch und Rechnung

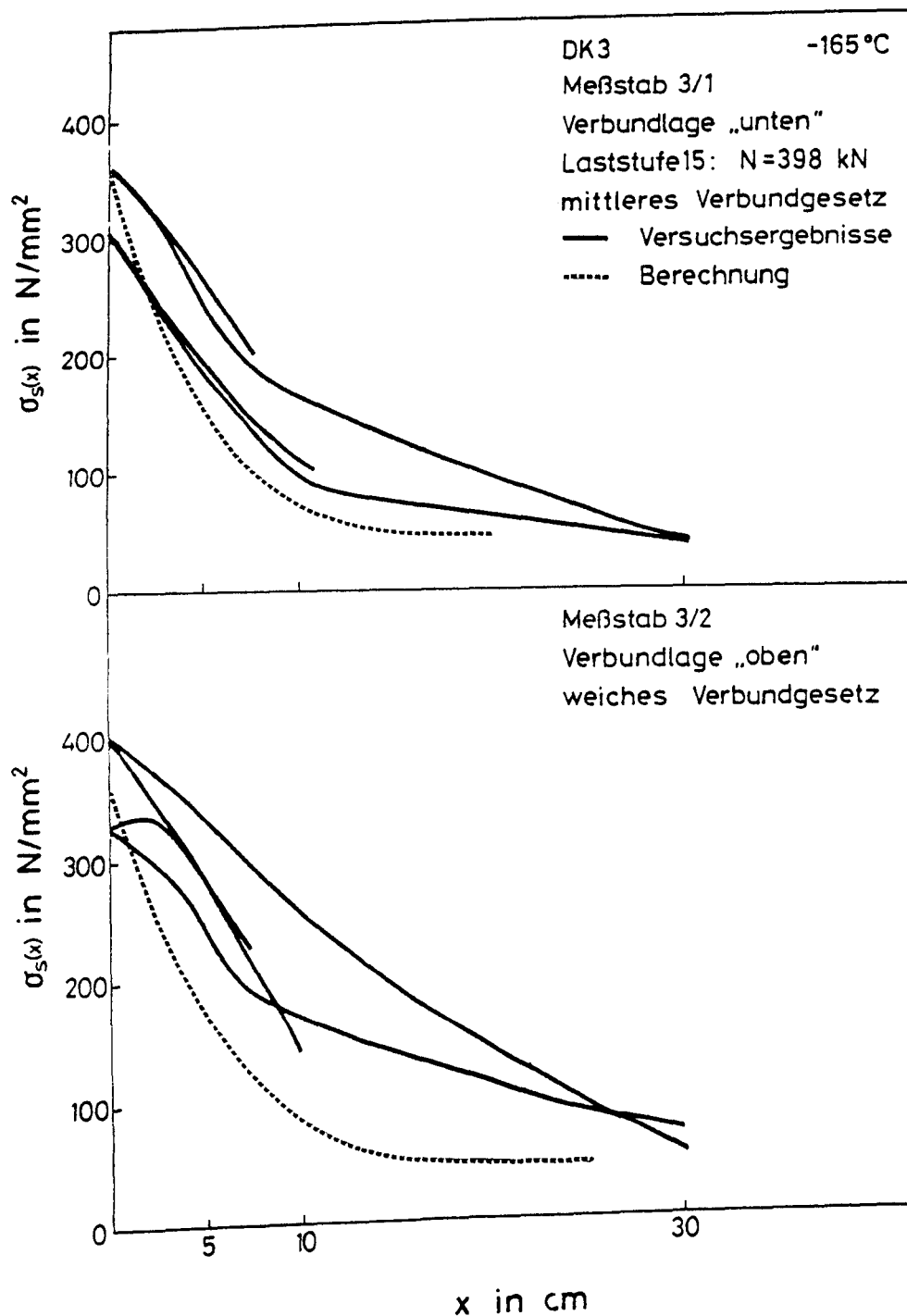


Bild 5.16 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 3 - Vergleich Versuch und Rechnung

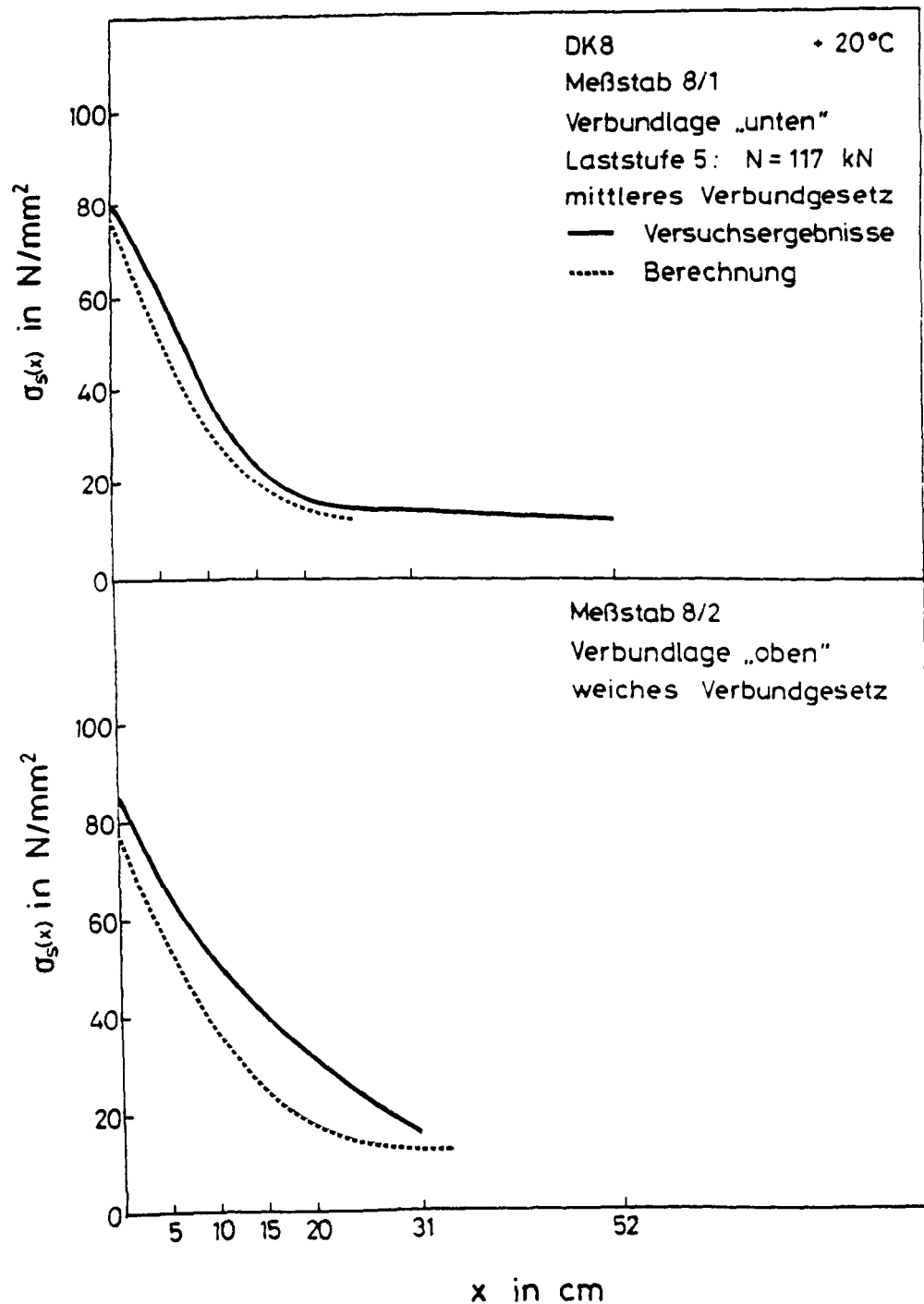


Bild 5.17 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 8 - Vergleich Versuch und Rechnung

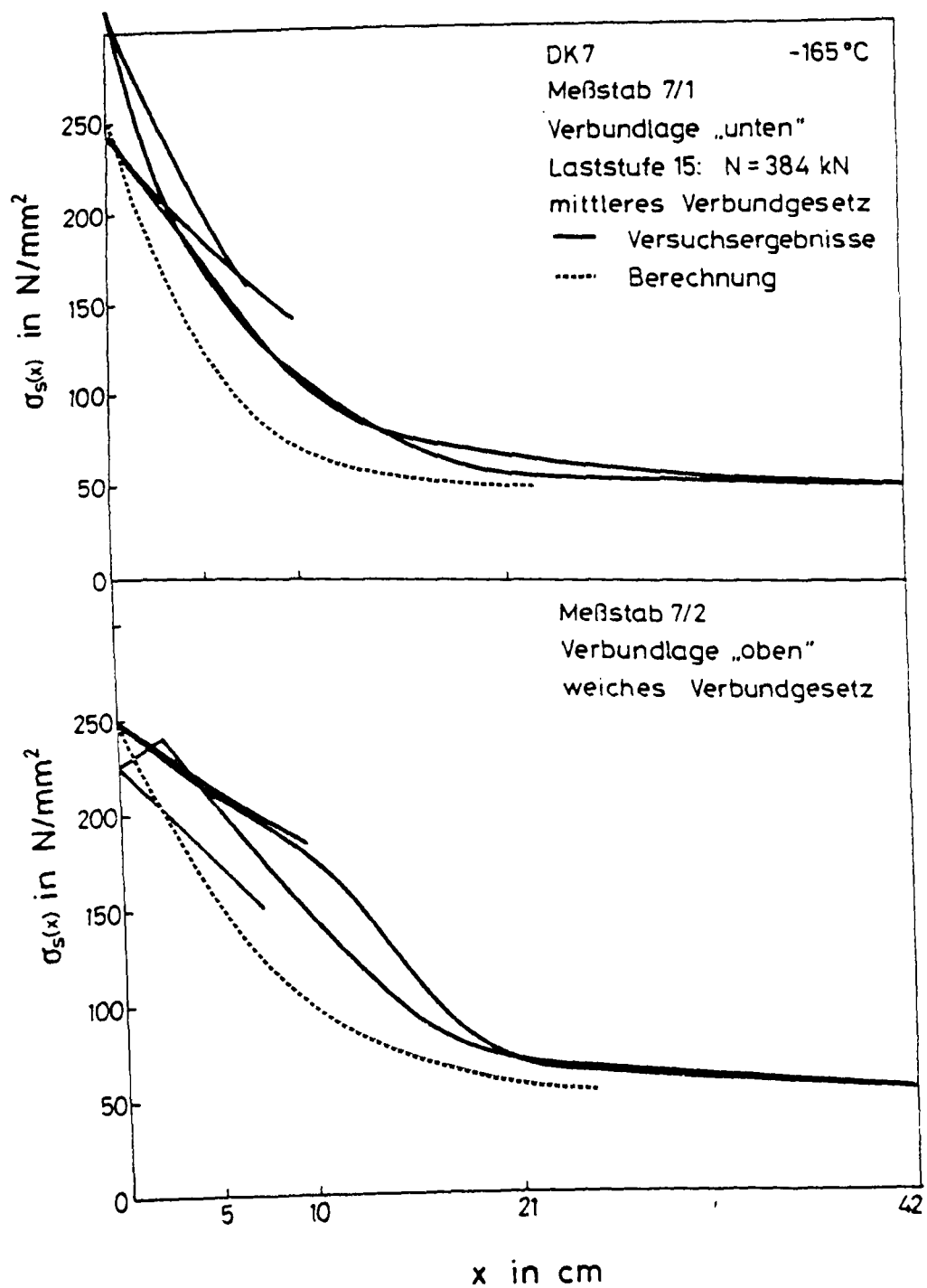


Bild 5.18 : Stahlspannungen entlang der Stabachse des Dehnkörpers DK 7 - Vergleich Versuch und Rechnung

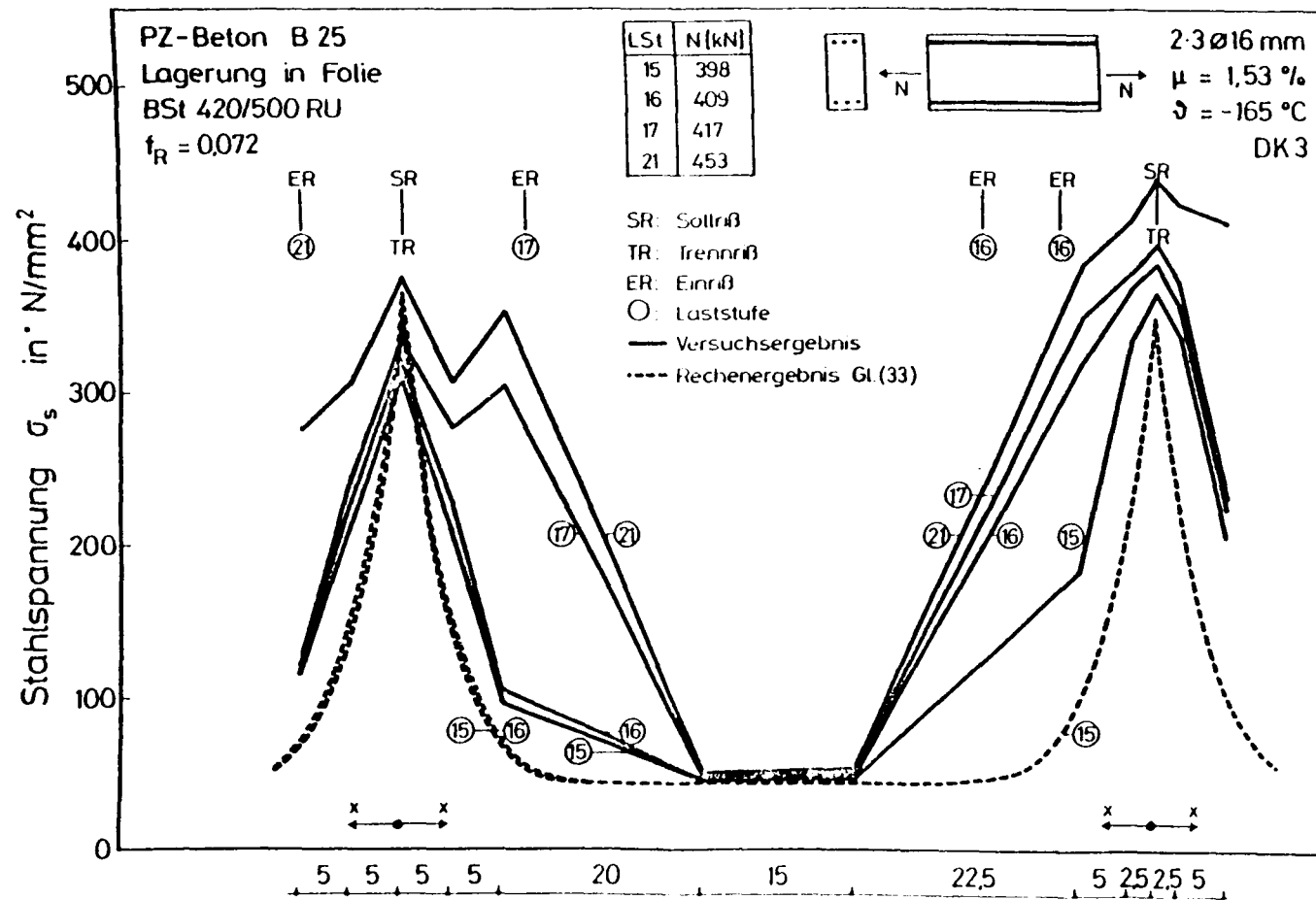


Bild 5.19 : Gemessene und gerechnete Stahlspannungen entlang der Stabachse bei verschiedenen Laststufen ( $\vartheta = -165 \text{ } ^\circ\text{C}$ ;  $\mu = 1,53 \%$ ; DK 3), "untere" Verbundlage

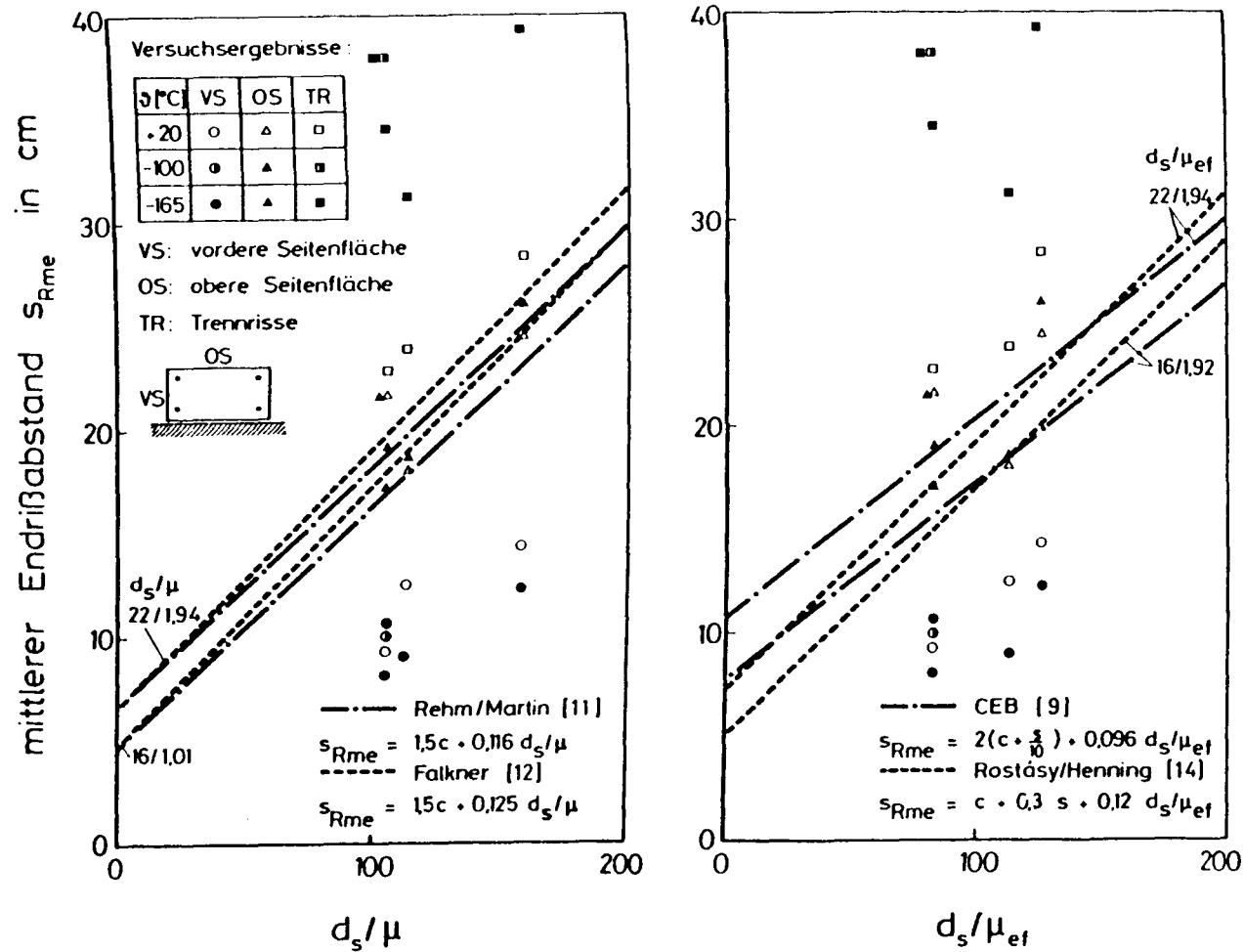


Bild 5.20 : Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von  $d_s/\mu$  und  $d_s/\mu_{ef}$   
 - Vergleich Versuchsergebnisse mit Berechnungsansätzen

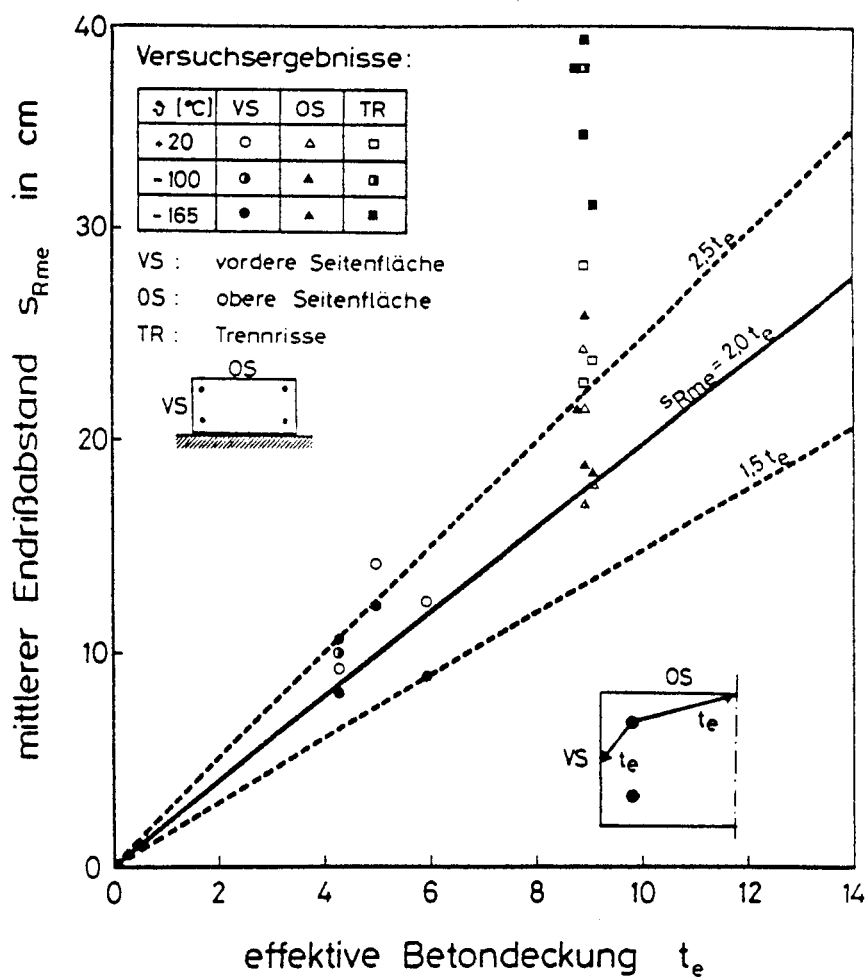


Bild 5.21 : Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung /25,26/  
- Gegenüberstellung der Versuchs- und Rechenergebnisse

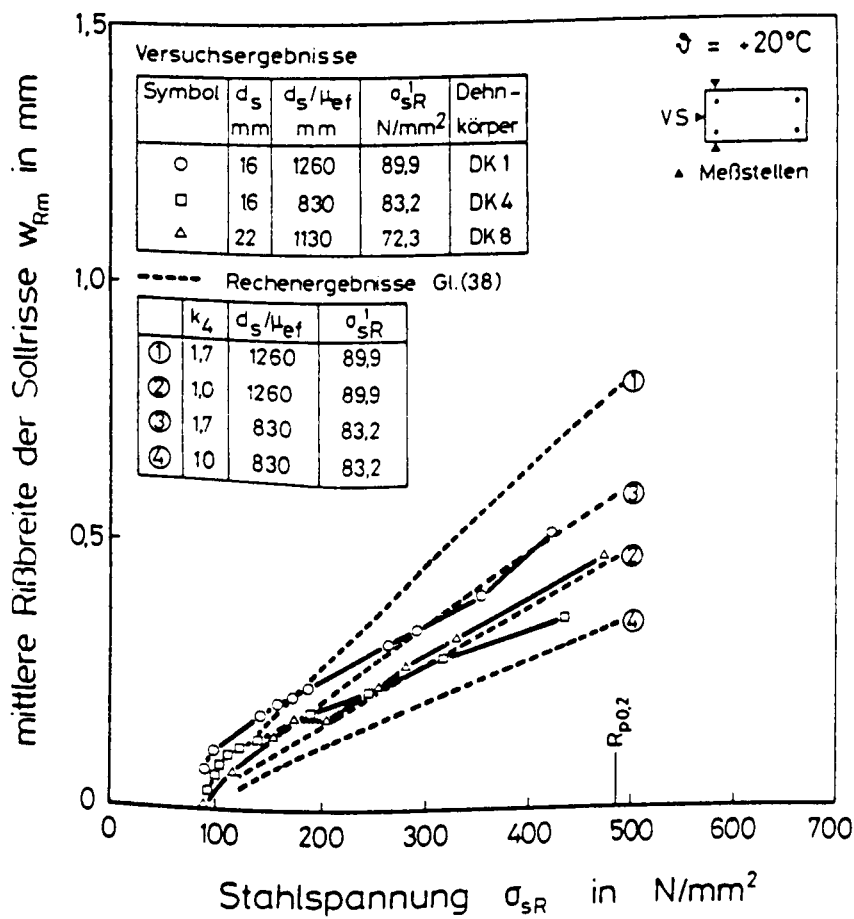


Bild 5.22 : Rißbreite bei  $+20^{\circ}\text{C}$  in Abhängigkeit vom Bewehrungs-  
grad - Vergleich Versuch und Rechnung



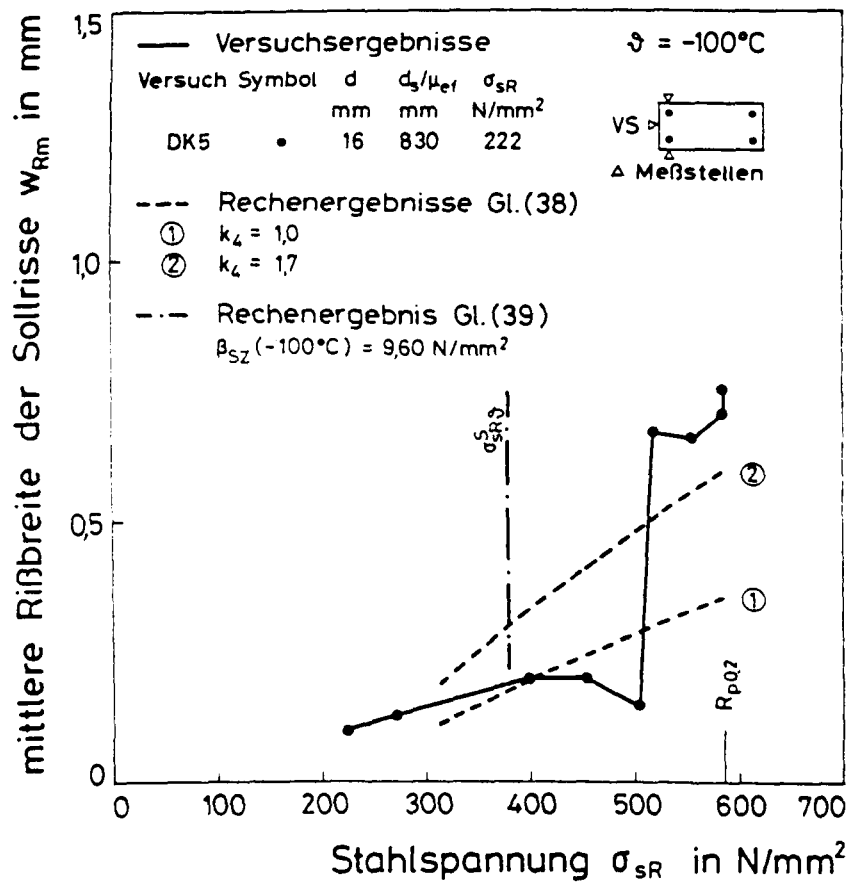


Bild 5.23 : Rißbreite bei  $-100^\circ C$  - Vergleich Versuch und Rechnung

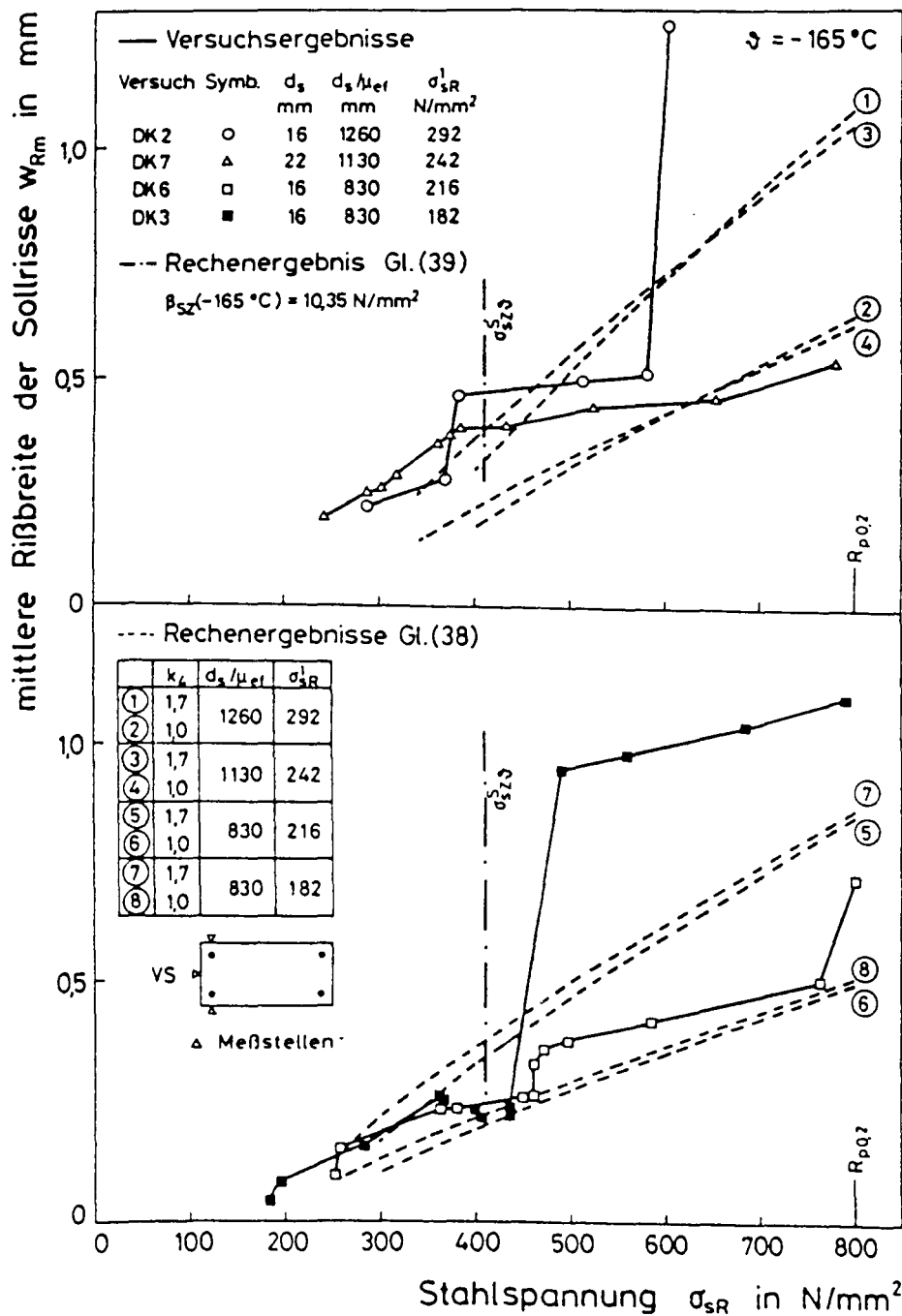
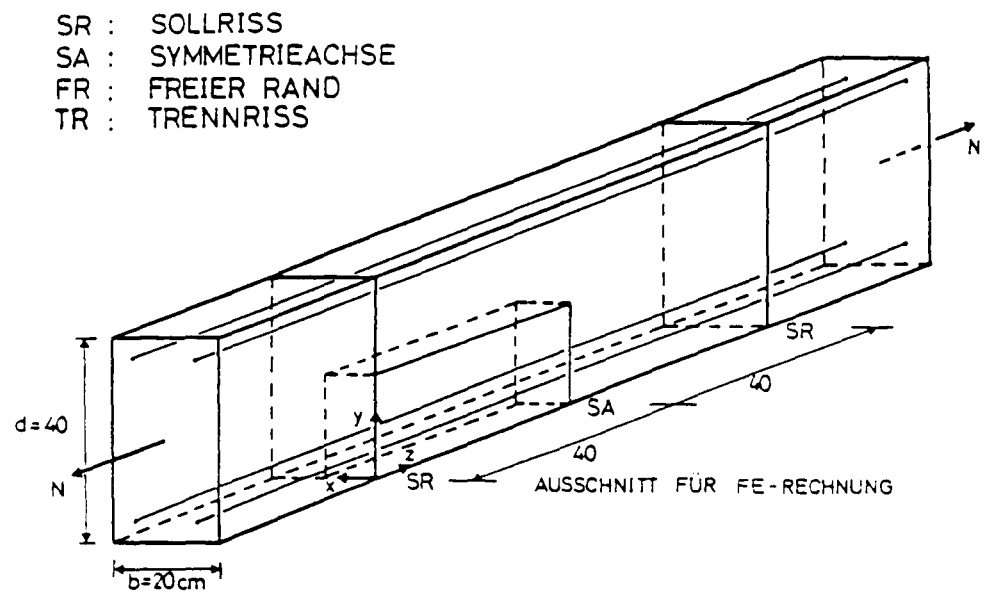
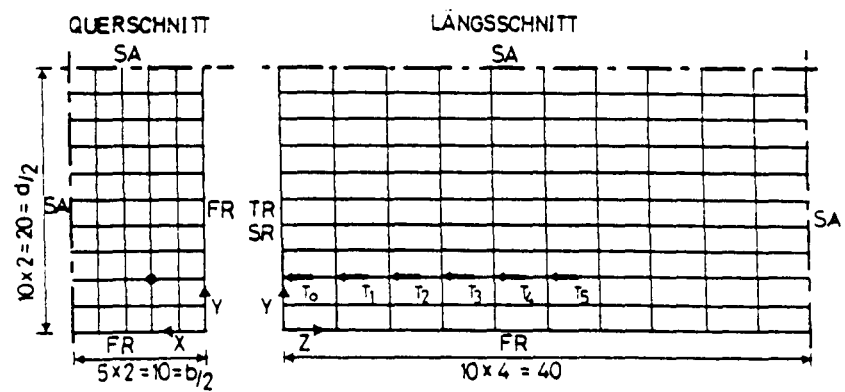


Bild 5.24: Rißbreite bei  $-165^\circ\text{C}$  in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad - Vergleich, Versuch und Rechnung



#### FE-RECHENNETZ



$\vartheta$ [°C]	$E_{b0}$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$V$
+ 20	22,0	0,2
- 100	41,5	0,2
- 165	52,0	0,2

Bild 5.25 : Diskretisierung für das dreidimensionale FE-Rechenmodell

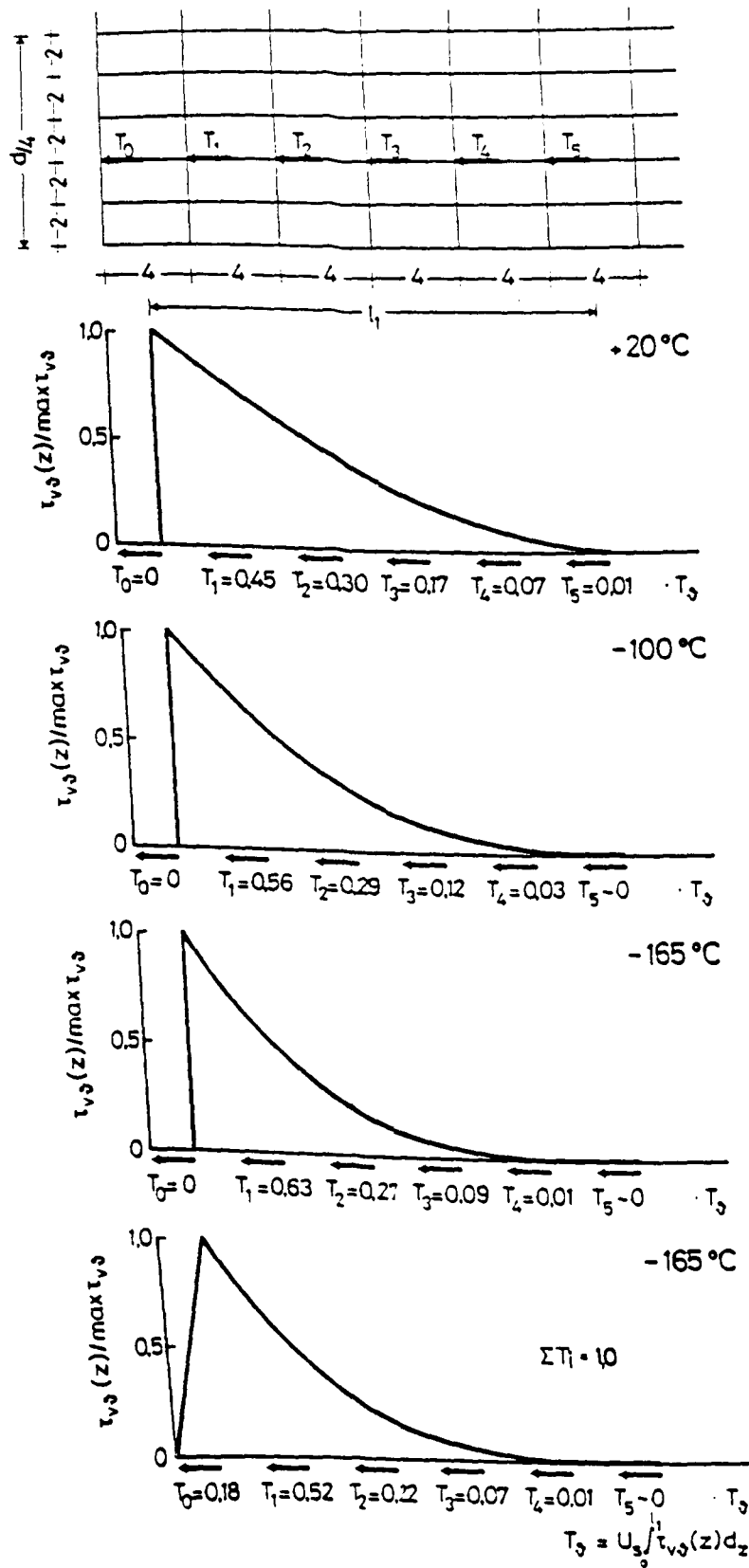


Bild 5.26 : Idealisierung der Verbundwirkung durch Einzelkräfte bei unterschiedlichen Temperaturen

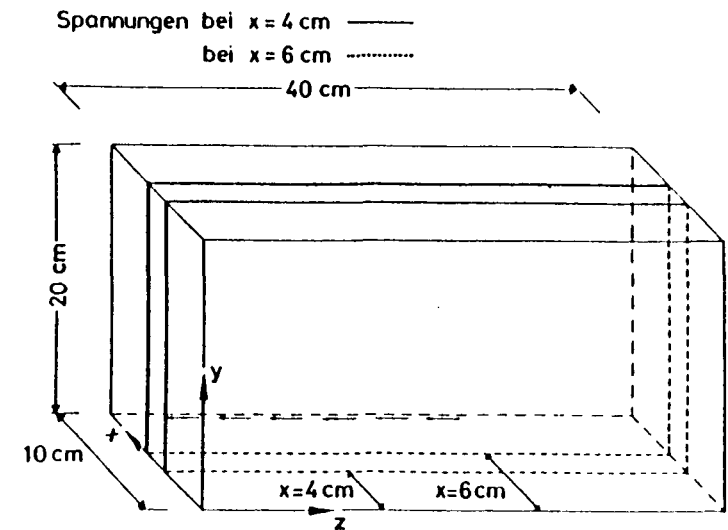
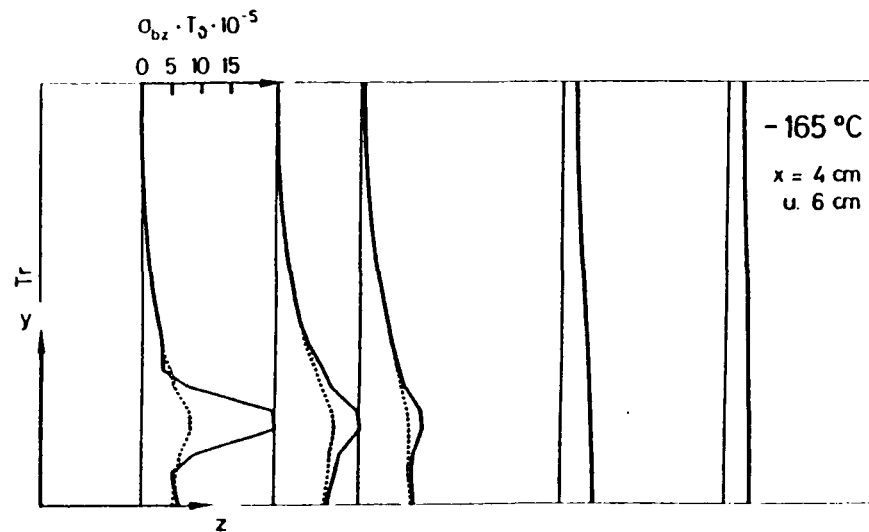
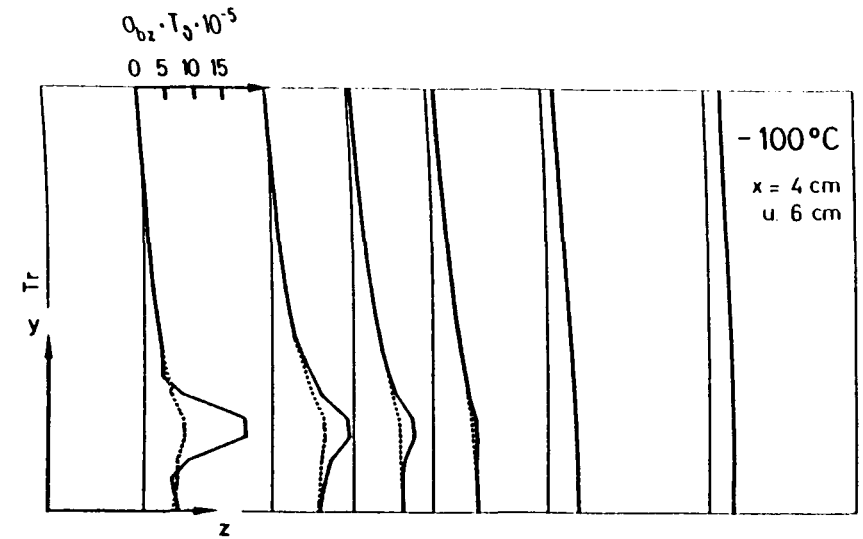
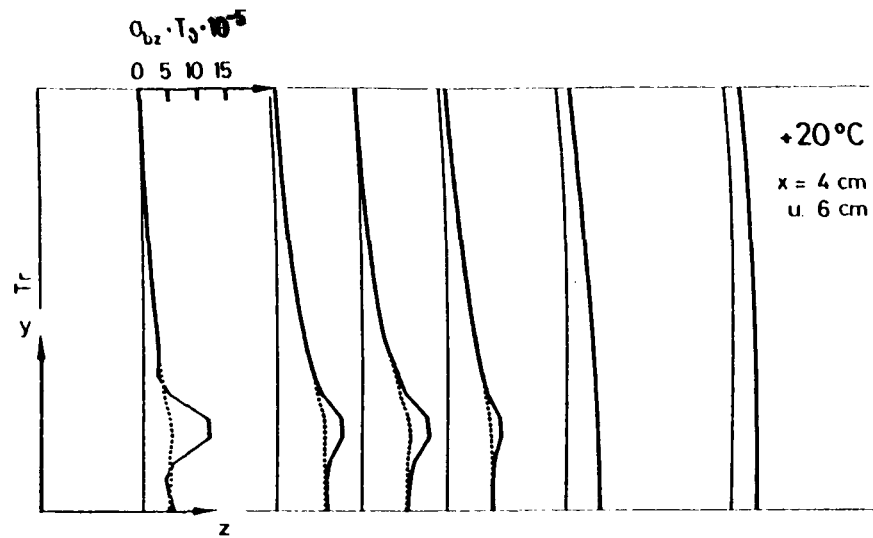


Bild 5.27 : Verläufe der bezogenen Betonzugspannungen in Abhängigkeit von der Temperatur und vom Abstand vom Trennriß

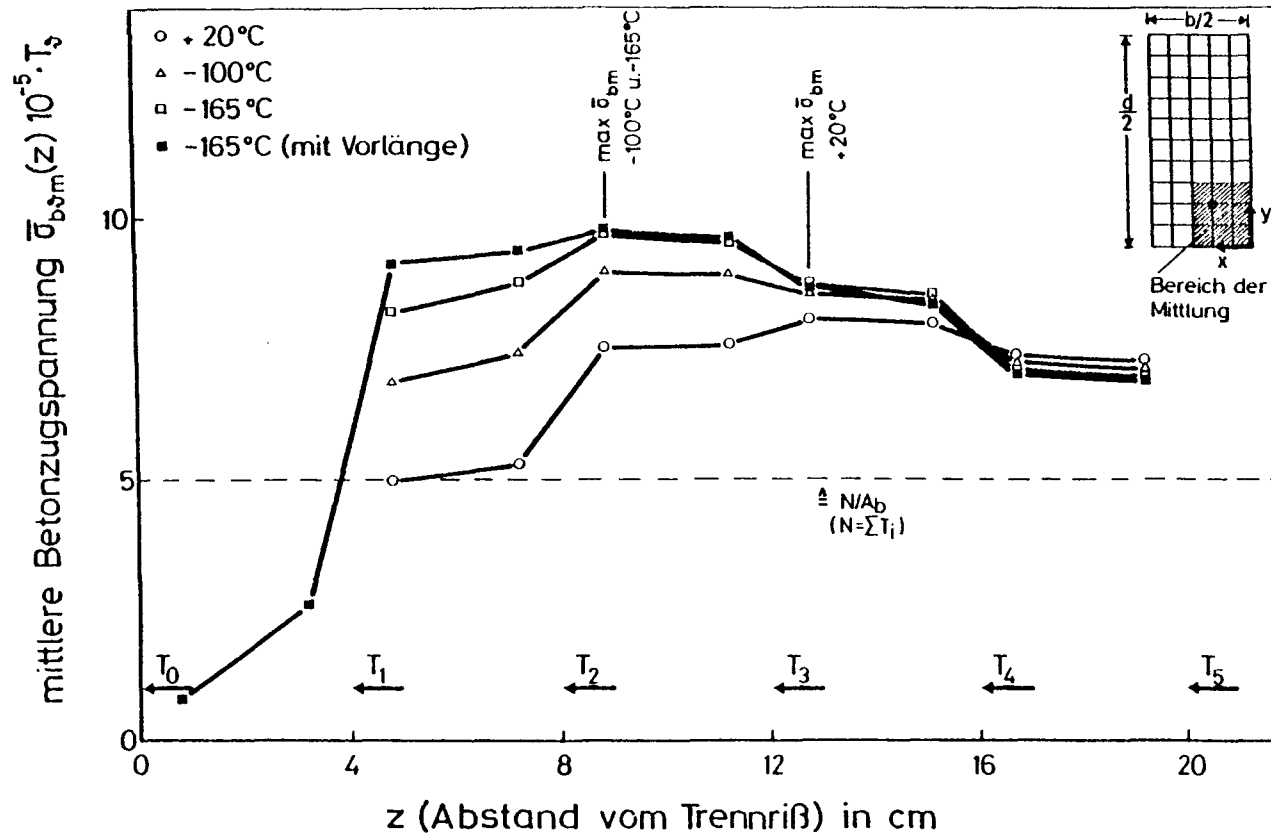


Bild 5.28 : Mittlere bezogene Betonzugspannung innerhalb der Einleitungslänge  
- Größtwerte

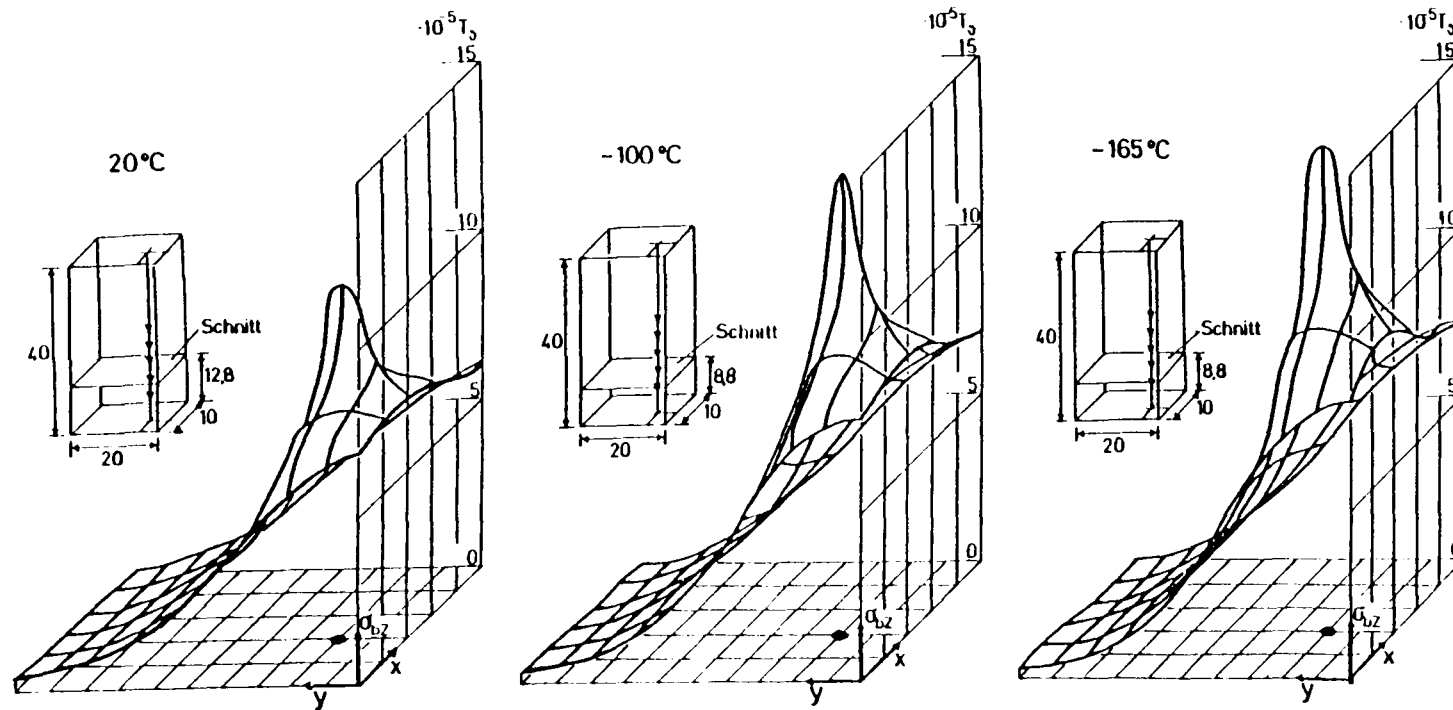


Bild 5.29 : Verteilung der bezogenen Betonzugspannungen im Querschnitt mit Größtwert der Spannungsgradienten und -maxima

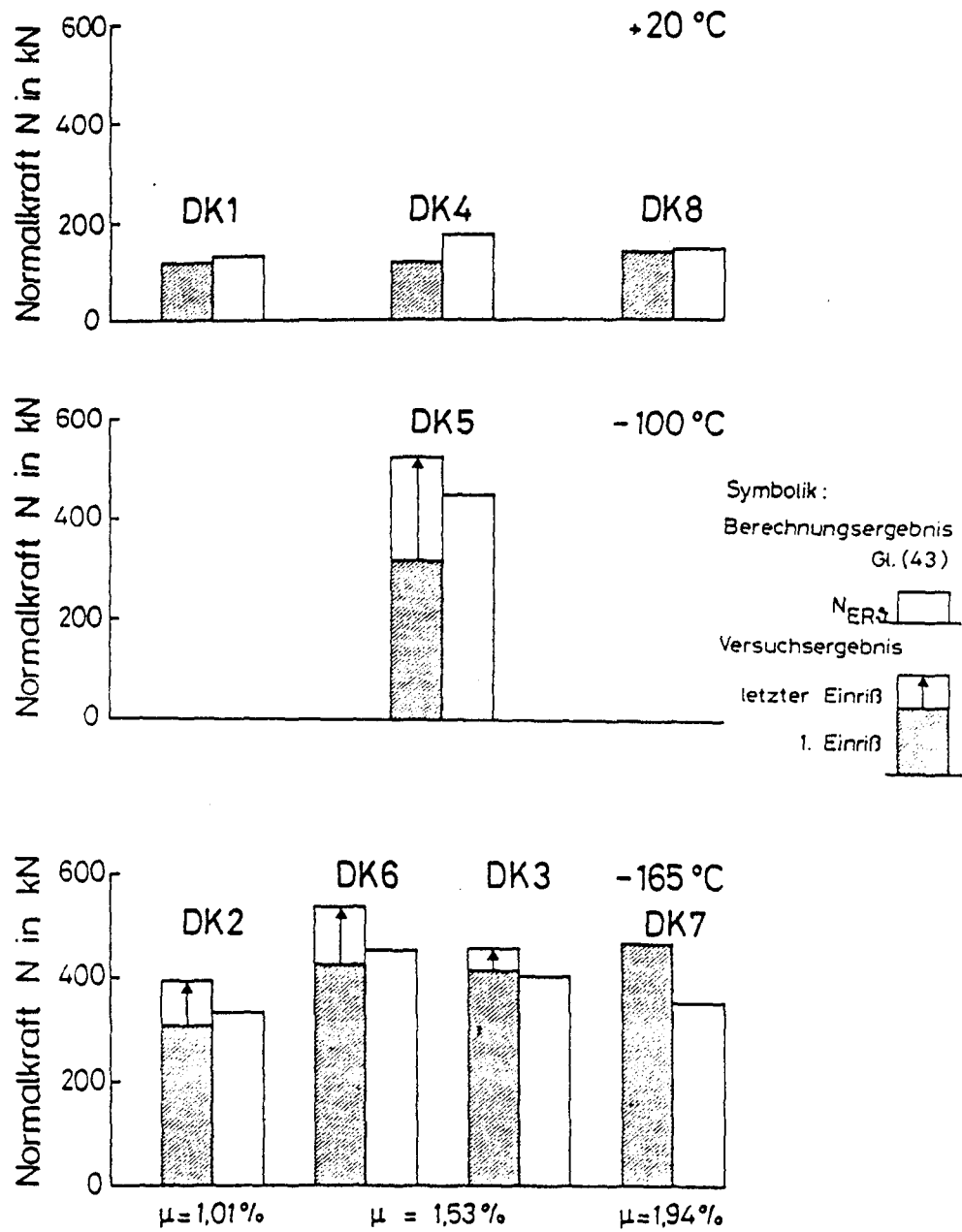
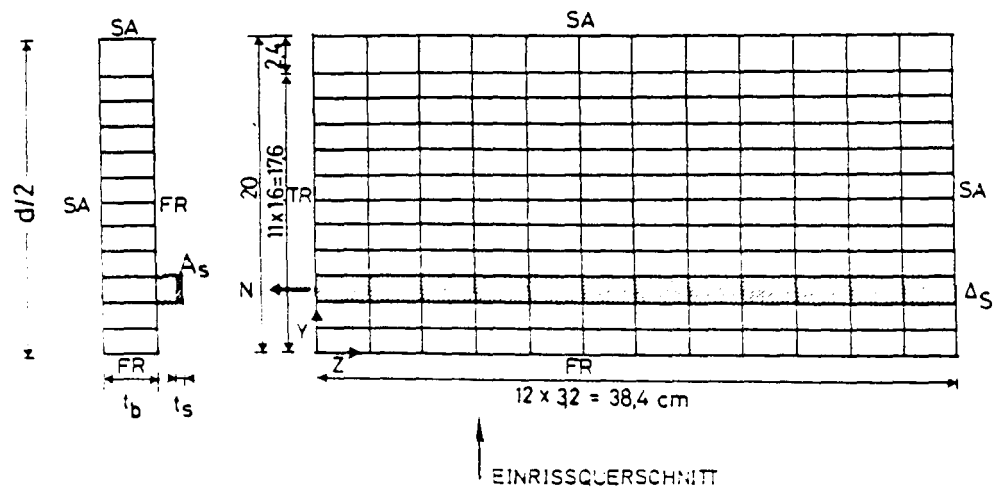


Bild 5.30 : Zugkraft bei Bildung erster Einrisse  
 - Vergleich Versuch und Rechnung





TEMPERATUR :  $\vartheta = -165^\circ\text{C}$

VERBUND :  $\tau_v = 133,83 \sqrt{0,635}$

BEWEHRUNG :  $1 \# 16 / f_R = 0,072$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$= l_s \cdot d_s$$

$$E_s = 226 \text{ kN/mm}^2$$

BETON :  $A_b = 20 \cdot 10 = 200 \text{ cm}^2$

$$= t_b \cdot d/2$$

$$E_b = 52 \text{ kN/mm}^2$$

$$v = 0,2$$

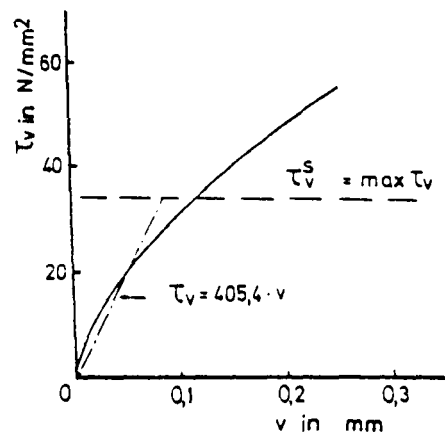


Bild 5.31 : Scheibenmodell mit Berücksichtigung des Verbunds zwischen Beton und Bewehrungsstab

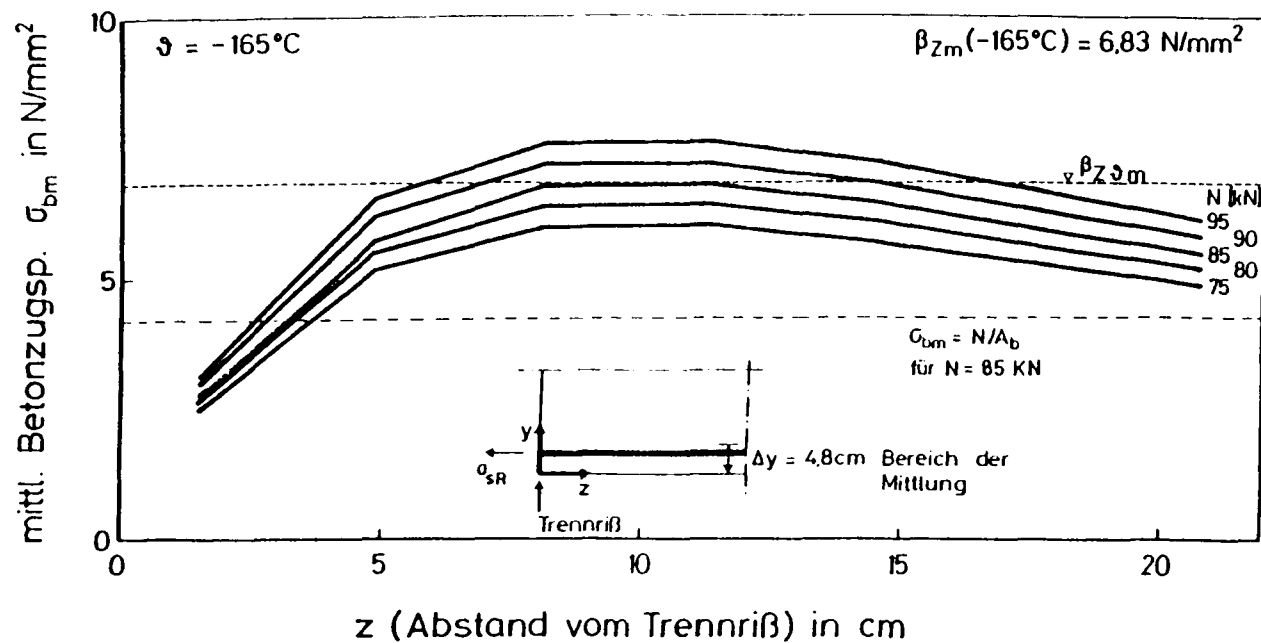


Bild 5.32 : Mittlere Betonzugspannung innerhalb der Einleitungslänge bei steigender Zugkraft  
- Ergebnisse der Scheibenrechnung

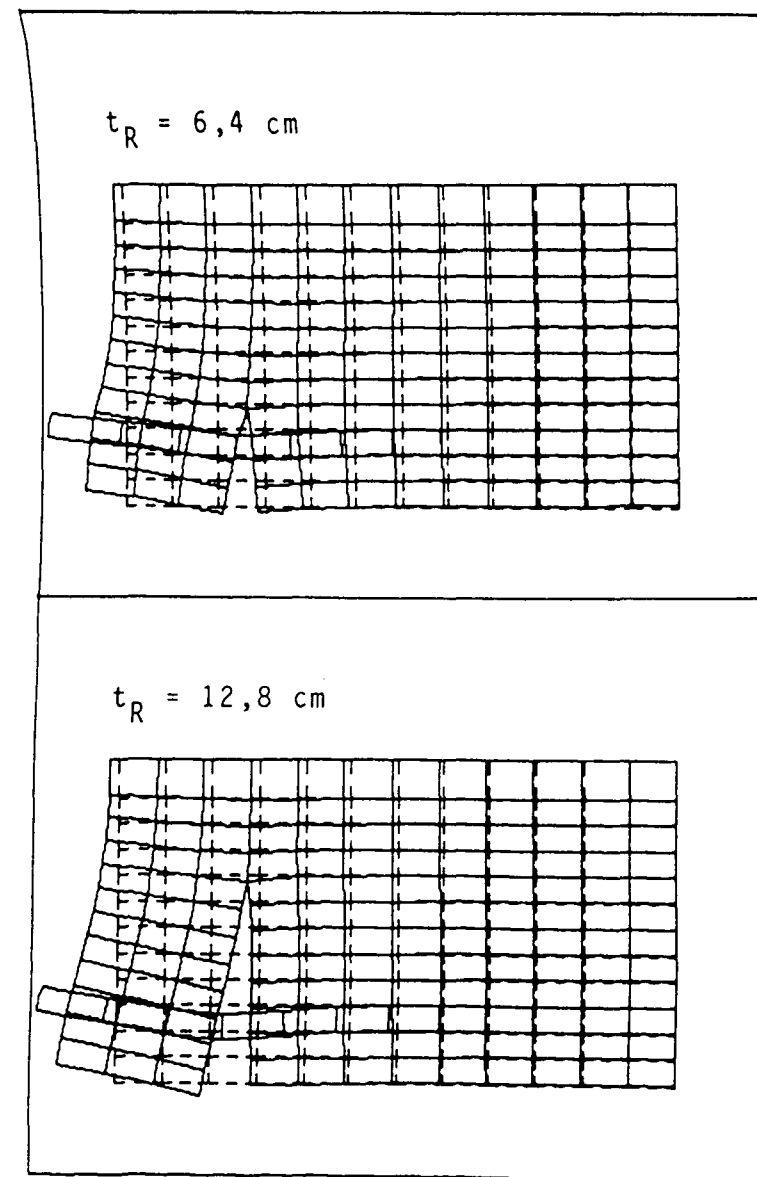
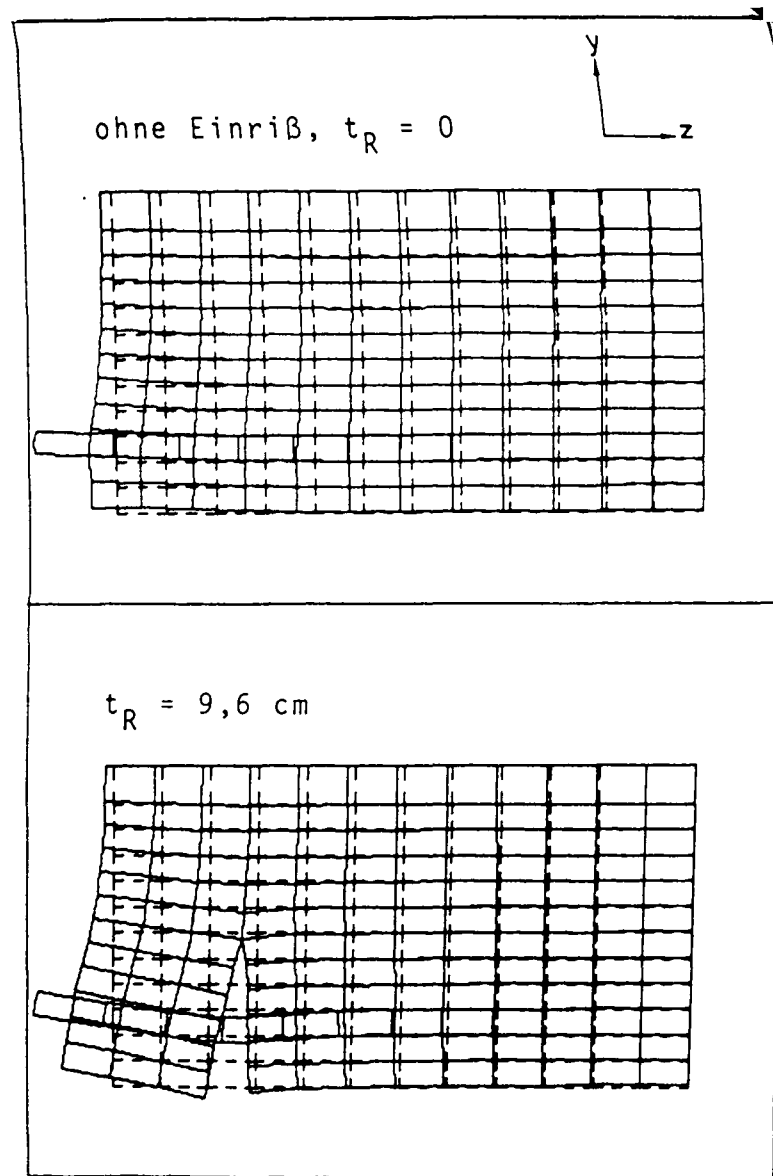


Bild 5.33 : Deformation des Elementenrasters des Scheibenmodells bei fortschreitendem Einriß  
 $N = 85 \text{ kN} = \text{const.}$



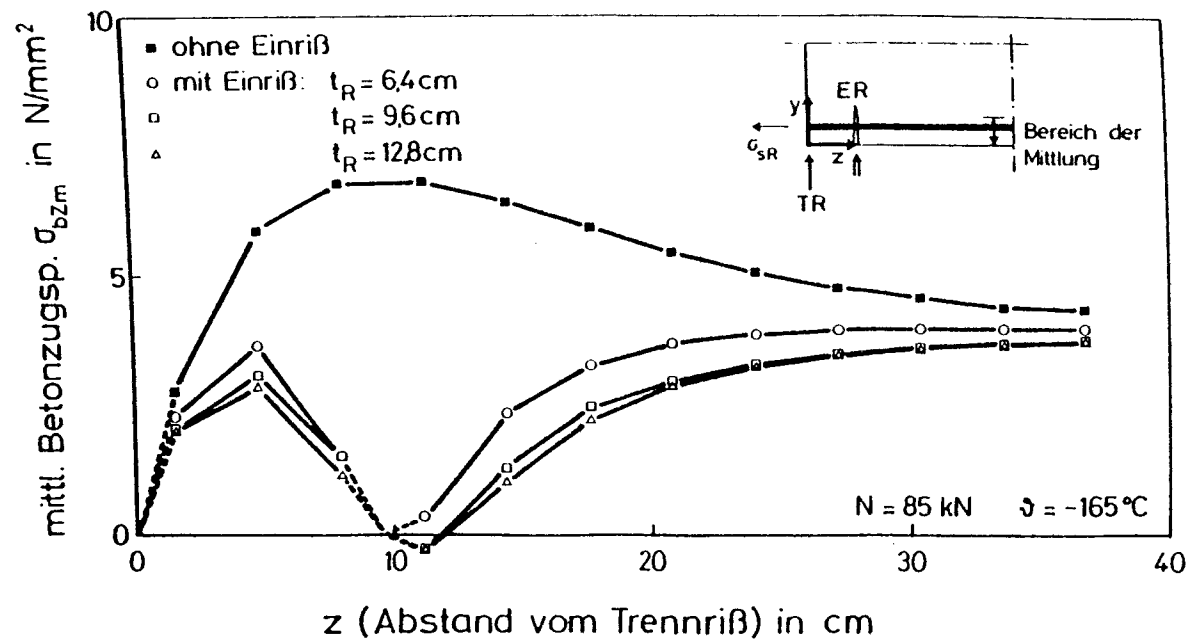


Bild 5.35 : Mittlere Betonzugspannung entlang der Scheibenlängsachse bei Berücksichtigung unterschiedlicher Einrißtiefen

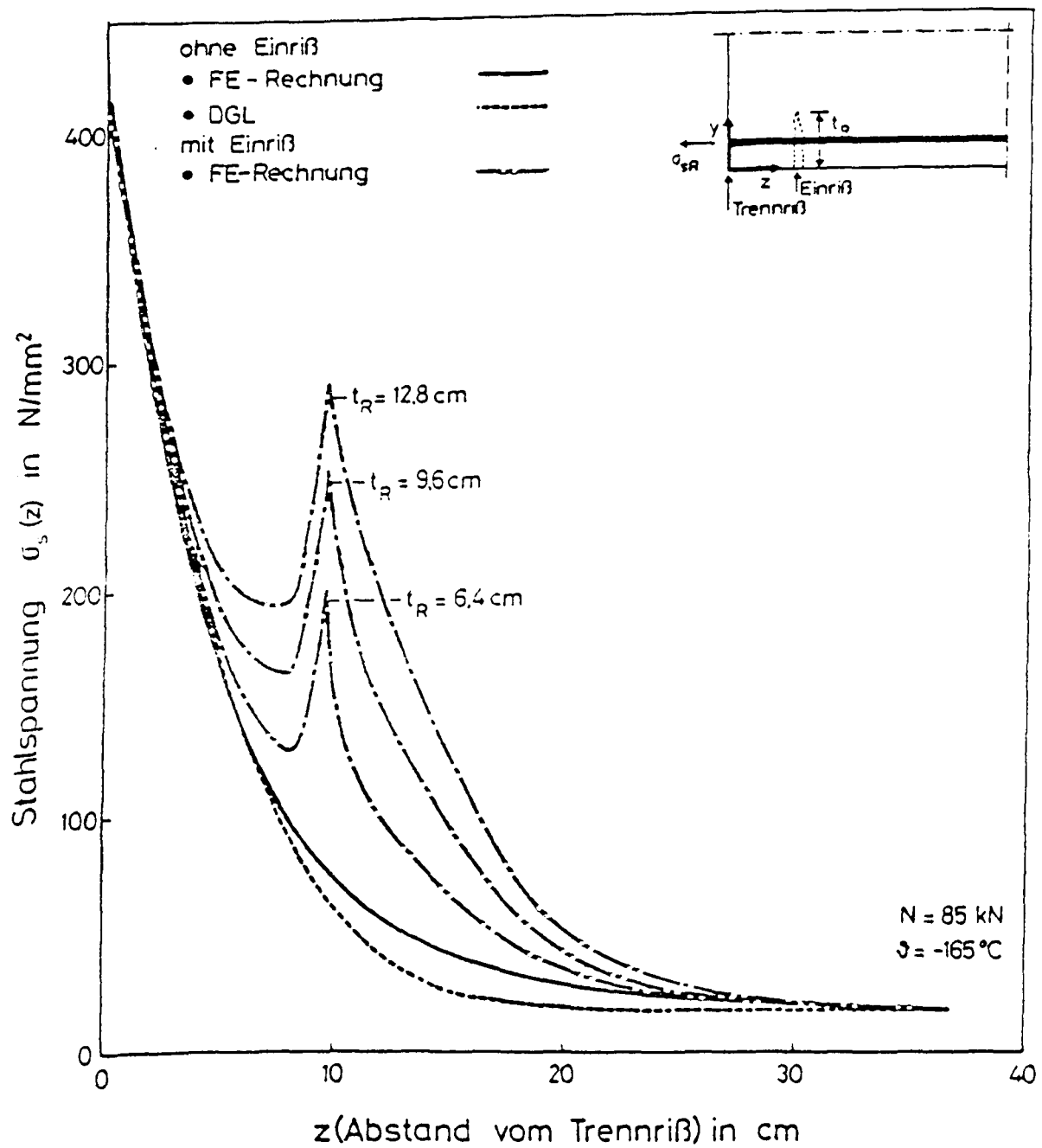


Bild 5.36 : Stahlspannung in Scheibenlängsrichtung in Abhängigkeit der Einrißtiefe

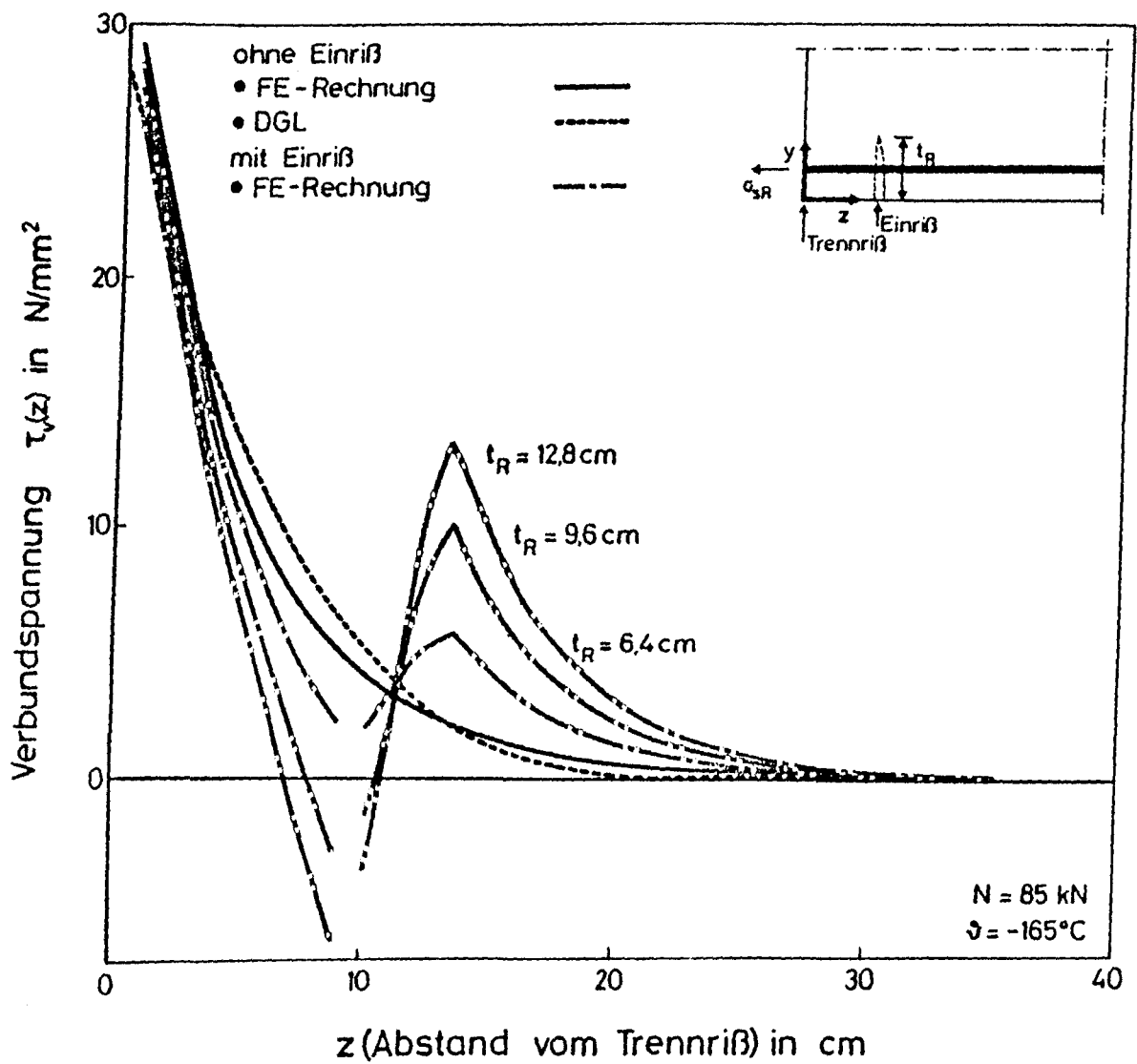


Bild 5.37 : Verbundspannungsverläufe in Abhängigkeit der Einrißtiefe

Handwritten text, possibly a signature or date, mostly illegible due to fading.

125/5  
DBBOR: ~~428/5~~

19. Sep. 1904  
T 1-4 +! 30-0108/5